

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

João Victor Fragoso Dias

**FLAMBAGEM LATERAL COM DISTORÇÃO DE
VIGAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO EM
SITUAÇÃO DE INCÊNDIO: ANÁLISES
EXPERIMENTAL E NUMÉRICA E PROPOSTA DE
PROCEDIMENTO DE CÁLCULO**

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

Flambagem Lateral com Distorção de Vigas Mistas de Aço e Concreto em Situação de Incêndio: Análises Experimental e Numérica e Proposta de Procedimento de Cálculo

João Victor Fragoso Dias

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

Comissão Examinadora:

Prof. Dr. Ricardo Hallal Fakury (orientador)

Prof. Dr. Rodrigo Barreto Caldas (coorientador)

Prof. Dr. Adenilcia Fernanda Grobério Calenzani

Prof. Dr. Francisco Carlos Rodrigues

Prof. Dr. João Paulo Correia Rodrigues

Prof. Dr. Jorge Munaiar Neto

Belo Horizonte

2021

D541f

Dias, João Victor Fragoso.

Flambagem lateral com distorção de vigas mistas de aço e concreto em situação de incêndio [recurso eletrônico] : análises experimental e numérica e proposta de procedimento de cálculo / João Victor Fragoso Dias. - 2021.

1 recurso online (xxii, 174 f. : il., color.) : pdf.

Orientador: Ricardo Hallal Fakury
Coorientador: Rodrigo Barreto Caldas.

Tese (doutorado) - Universidade Federal de Minas Gerais,
Escola de Engenharia.

Anexos e apêndices: f. 171-174.

Bibliografia: f. 162-170.

Exigências do sistema: Adobe Acrobat Reader.

1. Engenharia de estruturas - Teses. 2. Construção mista - Teses.
3. Flambagem (Mecânica) - Teses. 4. Incêndios - Teses. I. Fakury,
Ricardo Hallal. II. Caldas, Rodrigo Barreto. III. Universidade Federal de
Minas Gerais. Escola de Engenharia. IV. Título.

CDU: 624(043)



UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

"FLAMBAGEM LATERAL COM DISTORÇÃO DE VIGAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO: ANÁLISES EXPERIMENTAL E NUMÉRICA E PROPOSTA DE PROCEDIMENTO DE CÁLCULO"

João Victor Fragoso Dias

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de "Doutor em Engenharia de Estruturas".

Comissão Examinadora:

Prof. Dr. Ricardo Hallal Fakury - DEES - UFMG (Orientador)

Prof. Dr. Rodrigo Barreto Caldas - DEES - UFMG (Coorientador)

Prof. Dr. Francisco Carlos Rodrigues - DEES - UFMG

Prof. Dr. João Paulo Correia Rodrigues - DEES - UFMG

Profa. Dra. Adenilcia Fernanda Grobério Calenzani - UFES

Prof. Dr. Jorge Munaiar Neto - USP

Belo Horizonte, 30 de agosto de 2021



Documento assinado eletronicamente por **Adenilcia Fernanda Groberio Calenzani, Usuário Externo**, em 02/09/2021, às 11:04, 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 **Rodrigo Barreto Caldas, Membro de comissão**, em 02/09/2021, às 12:22, 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 **Ricardo Hallal Fakury, Membro de comissão**, em 02/09/2021, às 14:02, 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 **Jorge Munaier Neto, Usuário Externo**, em 02/09/2021, às 14:16, 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 **Francisco Carlos Rodrigues, Assessor(a) especial**, em 03/09/2021, às 13:04, 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 Paulo Correia Rodrigues, Usuário Externo**, em 07/09/2021, às 10:40, 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 **0938581** e o código CRC **B4F75F91**.

AGRADECIMENTOS

À minha família, pelo amor, carinho e suporte.

À Gabriela, minha grande companheira, não só deste trabalho, mas de vida.

Aos meus orientadores, professores Ricardo Hallal Fakury e Rodrigo Barreto Caldas, não só pela orientação competente e apoio técnico, mas também pela amizade e confiança e pelos exemplos como profissionais e como pessoas.

Aos amigos de mestrado e de doutorado, em especial, Juliano, Larissa, Leandro, Livia e Lucas, que tornaram tudo mais fácil e divertido.

À Letícia, ao Nicolás, ao Bruno e ao Rafael, que dispuseram de seu tempo para ajudar no desenvolvimento dos ensaios e da pesquisa numérica.

A todos professores do DEES, em especial, Hermes, Felício, Ramon e Ana Lydia, com quem tive o enorme prazer de trabalhar dividindo disciplinas, e que me acompanharam e me conduziram nos primeiros passos na docência.

Aos alunos que passaram por mim durante meu tempo como professor na UFMG, por me ajudarem a acreditar no papel que a Universidade desempenha na construção de uma sociedade melhor.

A todos os funcionários do DEES, pela inestimável ajuda, em especial aos técnicos do LAEES, Gabriel, Geraldo, Heron e José, que botaram a mão na massa e ajudaram a viabilizar esta pesquisa.

Ao CBMMG, em especial ao 1º Tenente BM Igor Rédua, que abriu as portas de sua academia para colaborar com o desenvolvimento desta pesquisa, e que trabalha diária e incansavelmente por uma sociedade mais segura.

À Gerdau Aços Longos S/A e à DVG SICAL, que acreditaram na contribuição desta pesquisa para a sociedade e colaboraram com a doação de material.

Ao CNPq e à CAPES, que tornaram possível a realização deste trabalho, pelo apoio financeiro.

RESUMO

Vigas mistas contínuas e semicontínuas de aço e concreto apresentam, nas regiões dos apoios internos, momentos fletores negativos que comprimem a mesa inferior do perfil de aço e tracionam a laje de concreto. Como consequências, a laje passa a trabalhar fissurada e fenômenos de instabilidade se tornam possíveis, levando a diferenças sensíveis do comportamento dessas vigas quando comparadas às biapoiadas. Apesar desses problemas, a consideração da continuidade ainda pode levar à economia, e é apontada como uma alternativa para tornar a estrutura mais robusta e resistente aos efeitos do incêndio. O aquecimento não uniforme da seção transversal e a degradação das propriedades mecânicas dos materiais podem facilitar a ocorrência do estado-limite último de flambagem lateral com distorção (FLD), fenômeno até o momento não descrito na literatura em temperatura elevada. No presente trabalho, são apresentados quatro ensaios experimentais em situação de incêndio de vigas mistas em escala natural sujeitas a momento fletor negativo. As quatro vigas apresentaram o modo de flambagem lateral com distorção, acompanhada de flambagem local quando submetidas ao aquecimento. Um estudo numérico, validado com base nos resultados experimentais e em outros resultados da literatura é desenvolvido, produzindo modelos simplificados e completos para a simulação do fenômeno. Em seguida, apresenta-se uma proposta de procedimento de cálculo para a determinação do momento resistente de flambagem lateral com distorção de vigas mistas em situação de incêndio, com bases similares às atuais prescrições normativas, o qual é aplicado aos modelos numéricos processados. Os resultados indicam que o procedimento proposto é adequado para prever a capacidade resistente de vigas mistas sujeitas a momento fletor negativo e que o procedimento de consideração da flambagem local apresentado atualmente nas normas para de projeto europeia e brasileira deve ser revisado.

Palavras-chave: incêndio, flambagem lateral com distorção, estruturas mistas, vigas mistas contínuas, análise experimental, modelagem numérica.

ABSTRACT

Steel and Concrete continuous and semicontinuous composite beams present hogging bending moments near the inner supports that compress the bottom flange and tension the concrete slab. Therefore, the slab cracks and instability phenomena become possible, leading to a different behavior of these beams when compared to simply supported ones. Despite these problems, the consideration of continuity can still lead to an economic design, besides making the structure more robust and resistant to the effects of fire. The non-uniform heating of the cross-section and the degradation of mechanical properties may ease the occurrence of the phenomenon known as lateral-distortional buckling (LDB), which has not been, so far, described in literature at high temperatures. In this work, four experimental structural fire tests on full-scale composite beams under hogging moment are presented. The four beams presented the lateral-distortional buckling mode, accompanied by local buckling when subjected to heating. A numerical study, validated with results of these tests and from the literature was developed, producing simplified and complete models for the assessment of LDB. Then, a simplified calculation procedure for the determination of the resistant bending moment to lateral-distortional buckling in fire situation, developed in a very similar manner to what is presented in current design standards, was presented. This procedure was applied to the numerical models and the results indicate that the proposed procedure is suitable for predicting the capacity of composite beams under hogging moment and that the procedure for considering local buckling that is currently adopted by Brazilian and European design standards should be reviewed.

Keywords: fire, lateral-distortional buckling, composite structures, continuous composite beams, experimental analysis, numerical modeling.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2-1 – Seção transversal considerada e distribuição de tensões na seção mista na região de momento negativo.	8
Figura 2-2 - Distribuição não uniforme de tensões na laje de concreto e consideração de uma largura efetiva b	10
Figura 2-3 - Curva de interação entre momento fletor e força cortante para vigas mistas contínuas. Adaptado de Liang <i>et al.</i> (2004).....	13
Figura 2-4 - Modos de flambagem local da mesa inferior e da alma observados por Climenhaga e Johnson (1972).....	14
Figura 2-5 - Deformação da seção transversal no modo de flambagem lateral com distorção.	18
Figura 2-6 - Modo típico de flambagem lateral com distorção apresentando duas semiondas, uma de cada lado do apoio interno.	19
Figura 2-7 - Mecanismo U invertido.	20
Figura 2-8 - Mecanismos U contínuo e discreto. Fonte: Calenzani (2008).....	21
Figura 2-9 - Distribuições de tensões equivalentes na seção mista e na seção puramente de aço.	22
Figura 2-10 - Esquema estrutural analisado por Goltermann e Svensson (1988). Fonte: Calenzani (2008).....	23
Figura 2-11 - Nomenclatura dos vãos considerados na equação de Oliveira (2018).	29

Figura 2-12 - Curvas de redução da capacidade resistente ao momento fletor devido à FLD.	34
Figura 2-13 - Alternativas de procedimentos de cálculo segundo o EN 1191-1-2:2002. Fonte: Camargo (2019).....	36
Figura 2-14 - Representação da evolução da temperatura em um incêndio.....	39
Figura 2-15 - Variação das propriedades mecânicas do aço com o aumento da temperatura. Fonte: EN 1994-1-2:2005.....	43
Figura 2-16 - Curvas tensão vs. deformação do concreto com $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ nas temperaturas de 20, 200 e 400°C. Fonte: EN 1994-1-2:2005.	46
Figura 2-17 - Flecha causada na viga pelo gradiente de temperaturas.....	48
Figura 2-18 - Regiões tracionadas e comprimidas de laje sob efeito de membrana. Adaptado de Bailey (2004).	51
Figura 2-19 - Configuração de ensaio de viga mista com balanço de Zhao e Kruppa (1997). Adaptado de Zhao e Kruppa (1997).	54
Figura 3-1 - Curva tensão - deformação típica do aço do perfil.....	62
Figura 3-2 - Corpos de prova para ensaio em temperatura elevada.	63
Figura 3-3 - Curvas de força versus deslocamento para os ensaios dos corpos de prova de aço em temperatura elevada.	63
Figura 3-4 - Comparação dos fatores de redução da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade obtidos nesta pesquisa com a literatura.	64
Figura 3-5 - Compartimento no qual foram realizados os ensaios.....	65
Figura 3-6 - Posicionamento dos termopares para ensaio preliminar. Cotas em mm.	66

Figura 3-7 - Compartimento durante queima preliminar.....	67
Figura 3-8 - Sistema de aquisição de dados montado durante ensaio.	67
Figura 3-9 - Evolução das temperaturas durante a queima preliminar.....	68
Figura 3-10 - Posicionamento da viga durante o ensaio.....	69
Figura 3-11 - Estágios de curvatura da viga durante os ensaios.....	70
Figura 3-12 - Dimensões básicas das vigas ensaiadas.....	71
Figura 3-13 - Posição das seções de medição de dimensões e imperfeições da viga.....	73
Figura 3-14 - Concretagem das vigas mistas.....	77
Figura 3-15 - Posicionamento da viga para ensaio e apoios.....	79
Figura 3-16 - Viga mista posicionada para ensaio com os pesos.	79
Figura 3-17 - Legenda para ilustração da instrumentação.....	80
Figura 3-18 - Posicionamento dos termopares do tipo sonda nos ensaios das vigas V1 a V4.	81
Figura 3-19 - Posicionamento dos termopares soldados e dos LVDTs no ensaio da viga V1. Dimensões em cm.....	81
Figura 3-20 - Posicionamento dos termopares soldados e LVDTs nos ensaios das vigas V2, V3 e V4. Dimensões em cm.	82
Figura 3-21 - Posicionamento dos LVDTs.....	83
Figura 3-22 - Termopares soldados ao perfil para medição de temperaturas e parte da carga de incêndio posicionada.	83

Figura 3-23 - Viga mista após o colapso, durante o ensaio.....	85
Figura 3-24 - Temperaturas no compartimento durante o ensaio em V1.....	85
Figura 3-25 - Temperaturas no perfil e na laje durante ensaio em V1.....	86
Figura 3-26 - Posição dos cursores dos LVDTs durante o ensaio em V1.....	86
Figura 3-27 - Temperaturas no compartimento durante o ensaio em V4.....	87
Figura 3-28 - Temperaturas na viga durante o ensaio em V4.	88
Figura 3-29 - Posição do cursor dos LVDTs durante o ensaio em V4.....	88
Figura 3-30 - Temperaturas no compartimento durante o ensaio em V2.....	89
Figura 3-31 - Temperaturas na viga durante o ensaio em V2.	89
Figura 3-32 - Posição dos cursores dos DTs durante ensaio em V2.	90
Figura 3-33 - Temperatura no compartimento durante o ensaio em V3.	90
Figura 3-34 - Temperaturas na viga durante o ensaio em V3.	91
Figura 3-35 - Posição dos cursores dos LVDTs durante o ensaio em V3.....	91
Figura 3-36 - Viga V1 após o ensaio, evidenciando flambagem lateral com distorção e flambagem local.	92
Figura 3-37 - Viga V4 após os ensaios.....	94
Figura 3-38 - Viga V2 após os ensaios.....	95
Figura 3-39 - Viga V3 após os ensaios.....	96

Figura 4-1 - Indicação dos elementos utilizados nos modelos numéricos.	101
Figura 4-2 - Ilustração dos elementos rígidos para apoios e introdução de momento concentrado nos modelos numéricos.	103
Figura 4-3 - Ilustrações dos deslocamentos, tensões equivalentes de von Mises e deformações plásticas em um dos modelos numéricos simplificados.	106
Figura 4-4 - Comparação entre resultados de momento crítico analítico e numérico para a primeira série de modelos analisada.	107
Figura 4-5 - Variação do fator de redução devido à flambagem com a esbeltez reduzida na primeira série de modelos simplificados.	108
Figura 4-6 - Comparação entre resultados analíticos e numéricos de momento crítico, para modelos com restrição ao empenamento.	109
Figura 4-7 - Comparação entre valores de momento crítico analíticos e numéricos, considerando-se metade do comprimento total da viga mista.	110
Figura 4-8 - Relação entre fator de redução devido à instabilidade e índice de esbeltez reduzido, obtido considerando-se o momento crítico numérico.	111
Figura 4-9 - Relação entre fator de redução devido à instabilidade e índice de esbeltez reduzido, obtido considerando-se o momento crítico analítico simplificado.	111
Figura 4-10 - Esquema do procedimento de análise adotado.	115
Figura 4-11 - Distribuição de temperatura no modelo de viga mista analisado.	117
Figura 4-12 - Trecho do modelo numérico desenvolvido. Em vermelho, barras discretas de elementos do tipo REINF264.	119
Figura 4-13 - Curvas tensão-deformação adotadas para o concreto.	120

Figura 4-14 - Curvas momento rotação obtidas da comparação das simulações numéricas com os ensaios realizados por Tong et al. (2014).	124
Figura 4-15 - Curvas de temperatura no compartimento utilizadas para a simulação numérica dos ensaios.....	126
Figura 4-16 - Comparação das curvas deslocamento vs. tempo obtidas experimental e numericamente para a viga V1.....	127
Figura 4-17 - Comparação das curvas deslocamento vs. tempo obtidas experimental e numericamente para a viga V4.....	127
Figura 4-18 - Comparação das curvas deslocamento vs. tempo obtidas experimental e numericamente para a viga V2.....	128
Figura 4-19 - Comparação das curvas deslocamento vs. tempo obtidas experimental e numericamente para a viga V3.....	128
Figura 4-20 - Comparação entre modos de falha experimental e numérico na viga V3.....	130
Figura 4-21 - Dimensões longitudinais da viga para estudo paramétrico.....	131
Figura 4-22 - Dimensões da seção transversal da viga para estudo paramétrico.....	131
Figura 4-23 - Diagramas de momento fletor utilizados nos modelos M25 a M27.....	131
Figura 4-25 - Configuração deformada no colapso do modelo M1, indicando flambagem lateral com distorção.....	134
Figura 4-24 - Curvas tempo vs. deslocamento para o modelo M1.....	134
Figura 4-26 - Configuração deformada no colapso do modelo M10, indicando flambagem local das mesas e da alma.....	135

Figura 5-1 - Seção homogeneizada para a determinação do momento resistente da viga mista contínua.	139
Figura 5-2 – Aplicação do procedimento de cálculo aos modelos simplificados sem restrição ao empenamento.....	144
Figura 5-3 - Comparação entre os valores numéricos e propostos do coeficiente χ para os modelos numéricos simplificados sem restrição ao empenamento.	145
Figura 5-4 - Aplicação do procedimento de cálculo aos modelos simplificados com restrição ao empenamento.....	145
Figura 5-5 - Comparação entre os valores numéricos e propostos do coeficiente χ para os modelos numéricos simplificados com restrição ao empenamento.....	146
Figura 5-6 - Aplicação do procedimento de cálculo aos modelos simplificados com restrição ao empenamento adotando-se o valor numérico do momento crítico.....	147
Figura 5-7 - Comparação entre os valores numéricos e propostos do coeficiente χ para os modelos numéricos simplificados com restrição ao empenamento adotando-se o valor numérico de momento crítico.	147
Figura 5-8 - Avaliação da adequabilidade do procedimento de determinação do momento crítico para seções com temperatura variável.	149
Figura 5-9 - Valores obtidos numericamente do coeficiente χ para seções com temperatura variável.	149
Figura 5-10 – Deslocamento transversal na deformada típica de FLD nos modelos analisados evidenciando restrição ao empenamento nos apoios (escala em m).	150
Figura 5-11 - Aplicação do procedimento de cálculo aos modelos completos.	151

Figura 5-12 - Comparação entre os valores numéricos e propostos do coeficiente χ para os modelos numéricos completos.	152
Figura 5-13 - Valores dos momentos críticos, resistente da seção e resistente da viga para o Modelo M1 ao longo do tempo.	157
Figura 5-14 - Variação dos valores de momento crítico e resistente ao longo do tempo para o modelo M1.....	157
Figura 5-15 - Variação do momento resistente com a variação da temperatura da alma do perfil.	158
Figura 5-16 - Variação do índice de esbeltez reduzida ao longo do tempo.	158

LISTA DE TABELAS

Tabela 2-1 - Parâmetros para determinação do coeficiente C_{dist} . Fonte: Nery et al. (2021).	30
Tabela 2-2 - Características dos modelos experimentais ensaiados por Tong <i>et al.</i> (2014).....	31
Tabela 2-3 - Variação das propriedades mecânicas do aço com o aumento da temperatura. Fonte: EN 1994-1-2:2005.....	42
Tabela 2-4 - Variação das propriedades mecânicas do aço de armaduras com o aumento da temperatura. Fonte: EN 1994-1-2:2005.....	44
Tabela 2-5 - Variação das propriedades do mecânicas concreto com o aumento da temperatura. Fonte: EN 1994-1-2:2005.....	45
Tabela 3-1 – Propriedades mecânicas do concreto utilizado.....	61
Tabela 3-2 - Consumo de materiais por metro cúbico de concreto.	61
Tabela 3-3 - Resultados médios de resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade do aço em temperatura ambiente.	62
Tabela 3-4 - Fatores de redução da resistência ao escoamento, do limite de proporcionalidade e do módulo de elasticidade obtidos para o aço dos perfis.	64
Tabela 3-5 - Modelos experimentais propostos.....	72
Tabela 3-6 - - Medidas de dimensões e imperfeições da viga V1.	73
Tabela 3-7- Medidas de dimensões e imperfeições da viga V2.	74
Tabela 3-8- Medidas de dimensões e imperfeições da viga V3.	75

Tabela 3-9- Medidas de dimensões e imperfeições da viga V4.	76
Tabela 3-10 - Medidas de espessura da alma.	77
Tabela 3-11 - Dimensões das lajes das vigas.	78
Tabela 3-12 - Carga de incêndio nos ensaios.	84
Tabela 3-13 - Medidas dos blocos que serviram de carregamento mecânico.	84
Tabela 4-1 - Temperaturas obtidas na análise por Ribeiro (2004) e no modelo desenvolvido. (Valores em °C)	118
Tabela 4-2 - Elementos utilizados nas análises térmica e estrutural.	118
Tabela 4-3 - Vigas simuladas na análise paramétrica de modelos completos.....	132
Tabela 4-4 - Resultados obtidos da análise paramétrica dos modelos completos.	136
Tabela 5-1 - Valores obtidos quando da aplicação do procedimento proposto às vigas com momento não uniforme.....	153

LISTA DE SÍMBOLOS

A_a	Área do perfil de aço;
A_r	Área de armadura
A_s	Área de armadura
B	Largura real da laje de concreto
b	Largura efetiva da laje de concreto;
b_1	Largura efetiva da laje de concreto (para a direita do eixo do perfil);
b_2	Largura efetiva da laje de concreto (para a esquerda do eixo do perfil);
b_f	Largura da mesa;
c	Calor específico;
C_{dist}	Coefficiente para consideração da forma do diagrama de momento fletor na equação de Roik <i>et al.</i> (1990)
$C_{w,d}$	Constante de empenamento do perfil de aço com polo no centro da mesa superior;
d	Altura total do perfil;
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 ;
$E_{c,j}$	Módulo de elasticidade longitudinal do concreto no dia j ;
E_s	Módulo de elasticidade longitudinal do aço das armaduras;
f_{ay}	Resistência ao escoamento do aço dos perfis;
$f_{ay,\theta}$	Resistência ao escoamento do aço dos perfis na temperatura θ ;
f_{sy}	Resistência ao escoamento do aço da armadura;
$f_{sy,\theta}$	Resistência ao escoamento do aço da armadura na temperatura θ ;
f_c	Resistência do concreto à compressão;
$f_{c,\theta}$	Resistência do concreto à compressão na temperatura θ ;
f_{ck}	Resistência característica do concreto à compressão;
f_{cm}	Resistência média do concreto à compressão;
f_t	Resistência do concreto à tração;
f_u	Resistência à ruptura do aço;
f_y	Limite de escoamento do aço;
f_{sy}	Limite de escoamento do aço das armaduras;
G_a	Módulo de elasticidade transversal do aço;
G_f	Energia de fratura;

h_0	Distância entre os centroides das mesas do perfil de aço;
h_p	Dobro da altura comprimida da alma;
I_{ax}	Momento de inércia da seção de aço em relação ao eixo x ;
$I_{af,y}$	Momento de inércia da mesa inferior do perfil de aço em relação ao eixo y ;
I_x	Momento de inércia da seção mista em relação ao eixo x ;
J	Constante de torção;
k_1	Rigidez rotacional da laje;
k_2	Rigidez à flexão lateral da alma;
$k_{2,t,mod}$	Rigidez à flexão lateral da alma modificada para consideração de temperatura não uniforme no instante t ;
k_3	Rigidez rotacional da conexão de cisalhamento;
$k_{c,\theta}$	Coefficiente de redução da resistência do concreto à compressão com a temperatura;
$k_{E,\theta}$	Coefficiente de redução do módulo de elasticidade do aço com a temperatura;
$k_{p,\theta}$	Coefficiente de redução do limite de proporcionalidade do aço com a temperatura;
k_r	Rigidez rotacional da viga mista;
$k_{y,\theta}$	Coefficiente de redução do limite de escoamento do aço com a temperatura;
L	Vão;
L_{cr}	Comprimento crítico de semionda;
L_l	Comprimento do menor trecho de momento negativo em modelo simplificado de Oliveira (2008);
M	Momento fletor;
M_a	Momento atuante no perfil de aço;
M_{cr}	Momento crítico;
M_{fi}	Momento atuante na viga mista em situação de incêndio;
M_{apoio}^{lin}	Momento fletor no apoio obtido de uma análise linear
M_{pl}	Momento de plastificação;
M_{Rd}^-	Momento negativo resistente de cálculo da seção;
M_{Rk}	Momento resistente característico;
M_{Rk}^-	Momento negativo resistente característico da seção;
$M_{dist,Rd}^-$	Momento negativo resistente de cálculo devido à FLD;
n	Número de semiondas da configuração deformada;
N_a	Força normal atuante no perfil de aço;
n_{id}	Número de semiondas da configuração deformada correspondente ao momento crítico mínimo;
O	Fator de ventilação;
q	Carga distribuída;
$q_{t,d}$	Densidade de carga térmica;

r	Razão entre os deslocamentos de viga com propriedade uniforme e não uniforme;
t	Tempo ou espessura;
T	Temperatura;
T_a	Temperatura ambiente;
t_f	Espessura da mesa;
T_{fi}	Temperatura dos gases em incêndio;
$T_{fi,max}$	Temperatura máxima dos gases em incêndio;
t_w	Espessura da alma;
t^*	Parâmetro modificado de tempo;
t_d^*	Instante de temperatura máxima nas curvas paramétricas;
\bar{y}	Distância do centroide da seção mista ao centroide da seção de aço;
y_g	Distância do centroide da seção mista à mesa inferior do perfil.
y_{ga}	Distância do centroide da seção de aço à mesa inferior do perfil.

Alfabeto Grego

α_g	Parâmetro geométrico da equação de Roik <i>et al.</i> (1990)
β	Coefficiente para consideração de diagrama não uniforme da equação de Oliveira (2018);
$\Delta l/l$	Alongamento térmico;
ε	Deformação;
ε_{cu}	Deformação do concreto correspondente ao ponto de tensão máxima;
$\varepsilon_{cu,\theta}$	Deformação do concreto correspondente ao ponto de tensão máxima na temperatura θ ;
Γ	Parâmetro adimensional dependente do fator de ventilação e dos materiais do compartimento;
θ	Temperatura;
θ_1	Temperatura da mesa inferior;
θ_2	Temperatura da mesa superior;
θ_w	Temperatura da alma;
θ_s	Temperatura da armadura;
Θ_{av}	Rotação disponível;
Θ_{req}	Rotação requerida;
κ_g	Parâmetro geométrico da equação de Dias (2018);
λ	Condutividade ou índice de esbeltez reduzido;
λ_0	Índice de esbeltez reduzido;
λ_{dist}	Índice de esbeltez reduzido para flambagem lateral com distorção;
η_b	Parâmetro envolvido no cálculo do momento crítico à FLD;
ξ	Coefficiente para consideração de diagrama não uniforme da equação de Oliveira (2018);
ρ	Coefficiente para consideração de diagrama não uniforme da equação de Oliveira (2018);
σ	Tensão;
σ_p	Tensão limite de proporcionalidade;
$\sigma_{p,\theta}$	Tensão limite de proporcionalidade na temperatura θ ;
σ_r	Tensão residual resistente do concreto;
σ_{tr}	Tensão correspondente à transição para trecho exponencial do softening do concreto;
χ	Coefficiente de redução da resistência devido à flambagem;
χ_{dist}	Coefficiente de redução da resistência devido à flambagem lateral com distorção;

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing and Materials
APDL	<i>ANSYS Parametric Design Language</i>
CBMMG	Corpo de Bombeiros Militar de Minas Gerais
CEN	Comitê Europeu de Normatização
CG	Centro de gravidade
FLD	Flambagem lateral com distorção
FLT	Flambagem lateral com torção
IPE	<i>European I beams</i>
ISO	<i>International Organization for Standardization</i>
LVDT	<i>Linear variable differential transducer</i>
PROPEES	Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas
UFMG	Universidade Federal de Minas Gerais

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	v
LISTA DE TABELAS	xiii
LISTA DE SÍMBOLOS	xv
LISTA DE ABREVIATURAS	xix
1. Introdução	1
1.1 Considerações iniciais	1
1.2 Objetivo.....	4
1.3 Breve Descrição da Metodologia Empregada	4
1.4 Justificativa	4
1.5 Organização do texto.....	6
2. Revisão da Literatura e Fundamentação Teórica	7
2.1 Considerações Iniciais.....	7
2.2 Comportamento de Vigas Mistas Contínuas em Temperatura Ambiente	7
2.2.1 Considerações Iniciais.....	7
2.2.2 Generalidades Quanto ao Comportamento de Vigas Mistas Contínuas e Semicontínuas.....	9
2.2.3 Flambagem Lateral com Distorção	18
2.2.4 Procedimentos Normativos de Dimensionamento	31
2.3 Generalidades Quanto ao Incêndio.....	34
2.3.1 Considerações Iniciais.....	34
2.3.2 Elevação da temperatura dos elementos estruturais em situação de incêndio.....	37
2.3.3 Propriedades Térmicas e Mecânicas dos Materiais em Temperatura Elevada.....	41
2.3.4 Comportamento das Vigas e Sistemas de Pisos em Situação de Incêndio	47
2.4 Comportamento de Vigas Mistas em Incêndio	51
3. Análise Experimental	58
3.1 Considerações Gerais	58
3.2 Premissas Básicas.....	58

3.3	Caracterização dos Materiais	60
3.4	Instalações para Realização dos Ensaios.....	64
3.5	Descrição do Procedimento de Ensaio e Características dos Protótipos.....	68
3.6	Montagem dos Ensaios e Instrumentação	78
3.7	Resultados dos Ensaios	85
3.8	Discussão dos Resultados.....	91
4.	Estudo Numérico.....	99
4.1	Considerações Gerais	99
4.2	Tipos de modelos analisados.....	100
4.3	Modelos Simplificados.....	101
4.4	Modelos Completos.....	112
4.4.1	Procedimento de Análise.....	113
4.4.2	Definição dos procedimentos de análise térmica	115
4.4.3	Definição dos procedimentos da análise estrutural	118
4.4.4	Validação do Modelo Numérico Completo.....	124
4.4.5	Estudo Paramétrico com o Modelo Completo	130
5.	Procedimento de Cálculo de Vigas Mistas Contínuas Sujeitas a FLD em Situação de Incêndio	137
5.1	Considerações Iniciais.....	137
5.2	Descrição do Procedimento Proposto.....	138
5.3	Aplicação do Modelo de Cálculo aos Modelos Simplificados.....	143
5.4	Desenvolvimento de Modelos Simplificados com Temperatura Variável na Seção Transversal e Aplicação do Procedimento de Cálculo.....	148
5.5	Aplicação do Modelo de Cálculo aos Modelos Completos.....	150
5.6	Exemplo de Cálculo	153
5.7	Sobre a Variação ao Longo do Tempo do Momento Resistente à FLD em Situação de Incêndio.....	156
6.	Conclusões	159
6.1	Sobre o Trabalho Realizado	159
6.2	Sugestões para Estudos Futuros	161
7.	Referências Bibliográficas	162
	Desenhos de Fabricação dos Protótipos Experimentais	171

Apêndice A. Desenhos de Fabricação dos Protótipos Experimentais	171
Anexo A. Carta-Traço do Concreto Utilizado	173

1

INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

Sistemas de proteção contra incêndio são dotados de conjuntos de meios ativos e passivos que possam permitir que os ocupantes saiam da edificação e que as operações de combate ao incêndio possam ser realizadas, de maneira a evitar grandes danos à vida, à edificação em chamas e às adjacências. Dentre os meios passivos de proteção, é importante ressaltar a capacidade da estrutura de se manter funcional mesmo com a degradação das propriedades mecânicas de seus componentes e com os novos esforços que surgem decorrentes das elevações de temperaturas. Nesse âmbito, atividades crescentes têm sido observadas ao longo das últimas décadas com vistas a garantir a segurança estrutural em incêndio, resultando em pesquisas e procedimentos normativos que buscam, com mecanismos cada vez mais complexos, prever o comportamento das estruturas quando submetidas a temperaturas elevadas.

O aumento das temperaturas possui dois efeitos principais nos elementos estruturais. Em primeiro lugar, as propriedades mecânicas (tanto de rigidez quanto de resistência) se degradam face ao aquecimento. Em segundo lugar, o aquecimento leva a uma dilatação dos materiais, conduzindo a deslocamentos muitas vezes expressivos. Caso esses deslocamentos sejam totalmente ou parcialmente restritos, novos esforços passam a solicitar a estrutura, resultantes dessa restrição aos deslocamentos térmicos. Todo esse processo de degradação e modificação do estado de solicitação da estrutura não é de análise simples. Em geral, o campo de temperaturas não é uniforme nos elementos estruturais, o que resulta em propriedades mecânicas que variam no domínio de uma mesma barra, além de deslocamentos termicamente induzidos que não são de simples previsão. Somado a isso, devido à degradação do módulo de elasticidade dos materiais, é usual que os deslocamentos estruturais em situação de incêndio sejam elevados, introduzindo efeitos de segunda ordem que frequentemente não podem ser

negligenciados. Todo esse conjunto de fenômenos torna a previsão do comportamento de uma estrutura sujeita à elevação de temperatura uma tarefa bastante mais complexa que em temperatura ambiente.

Devido a essa dificuldade, em estruturas de aço, de maneira bastante simplificada e cada vez menos usual nos projetos, considera-se que as barras necessitam de uma proteção contra o fogo e que essa proteção seja especificada de maneira que a barra não atinja uma chamada temperatura crítica após certo tempo de incêndio. Em outras palavras, considera-se que até a temperatura crítica, a estrutura está segura e, acima disso, insegura, o que claramente não leva em conta explicitamente todos os parâmetros envolvidos no comportamento estrutural em situação de incêndio. Na realidade, na maioria das vezes, essa consideração acaba sendo muito onerosa e, em diversos casos, pode inviabilizar ou no mínimo prejudicar economicamente o projeto das estruturas em aço.

A fim de evitar esse tipo de simplificação, modelos mais avançados para o cálculo e a análise de elementos estruturais em situação de incêndio têm sido desenvolvidos nas últimas décadas. Sendo a busca por essas previsões mais realistas do comportamento em temperatura elevada uma preocupação recente, alguns elementos e subsistemas estruturais permanecem sem uma metodologia precisa que permita avaliar seu comportamento em incêndio. Entre esses elementos, têm-se as vigas mistas contínuas e semicontínuas de aço e concreto.

A norma brasileira que descreve o projeto de estruturas de aço e mistas em temperatura ambiente (ABNT NBR 8800:2008) descreve viga mista de aço e concreto como um componente de aço simétrico em relação ao plano de flexão com uma laje de concreto acima de sua face superior. Entre a laje e o elemento de aço deve haver ligação mecânica por meio de conectores de cisalhamento de tal forma que ambos funcionem como um conjunto para resistir à flexão. Essas vigas podem ser biapoiadas, contínuas ou semicontínuas. As biapoiadas são aquelas em que as ligações nos apoios podem ser consideradas como rótulas. As contínuas são aquelas em que o perfil de aço e a armadura da laje têm continuidade total nos apoios internos. As semicontínuas são aquelas em que o perfil de aço não tem continuidade total nos apoios internos, ou seja, que possuem ligação de resistência parcial.

É habitual que as vigas mistas sejam projetadas como biapoiadas, mas o aproveitamento da continuidade pode ser usado com vistas a reduzir o peso total de aço, bem como os custos da

proteção contra o incêndio (Fakury *et al.* 2005). Segundo Johnson (2004), a consideração da continuidade da viga mista permite o uso de maiores relações entre vão e altura do perfil de aço, reduz a vibração dos pisos, melhora o controle de fissuras na superfície das lajes, especialmente na região dos apoios internos, e torna a estrutura mais robusta, de maneira que ela resiste melhor aos efeitos do incêndio e da explosão.

Nessas vigas, devido à continuidade, momentos fletores negativos são observados, principalmente nas proximidades dos apoios internos. A flexão, nesse caso, traciona a parte superior da seção transversal e comprime as inferiores. Como consequência, a laje, tracionada, fatura, passando a contribuir apenas com a armadura longitudinal contida em sua largura efetiva. A mesa inferior e grande parcela da alma, comprimidas, passam a estar suscetíveis a fenômenos de instabilidade. Nesse caso, a flambagem pode ser local, da mesa comprimida ou da alma, ou se manifestar em um modo global, conhecido como flambagem lateral com distorção (FLD). Esses fenômenos, unidos, conferem às vigas mistas contínuas e semicontínuas, um comportamento extremamente complexo, governado pela plastificação dos componentes de aço (seja no perfil, na armadura ou nos conectores de cisalhamento), pela fissuração da laje de concreto, pela interação entre os dois materiais e por fenômenos de instabilidade.

O problema, que já é complexo em temperatura ambiente, adquire um caráter ainda mais intrincado em situação de incêndio, que precisa de ser estudado, especialmente ao se lembrar que um dos supostos atrativos para o uso dessas vigas é sua suposta maior robustez quando submetidas à temperatura elevada. Apesar dessa importância, até o momento, que se tenha notícia, nenhum estudo na literatura apresenta informações quantitativas e precisas a respeito do comportamento de vigas mistas contínuas em situação de incêndio quando se leva em conta os fenômenos relacionados à estabilidade global. Dentre os estudos na literatura que tratam de vigas mistas contínuas em incêndio, o fenômeno da flambagem lateral com distorção é ignorado por alguns, que analisam apenas seções transversais nas quais esse fenômeno simplesmente não se manifesta (Zhao e Aribert, 2000; Zhao e Kruppa, 1997), ou então comenta-se que a FLD pode ocorrer, mas a despeito disso ela não é considerada tendo em vista que não há outros estudos que a prevejam em incêndio (Wang, 2002; Fakury *et al.*, 2005; Romagnoli e Silva, 2018).

Deve-se comentar que existem discussões frequentes na comunidade científica a respeito da adequabilidade do termo “flambagem” para designar muitos dos fenômenos em estudo neste trabalho, em especial a flambagem lateral com distorção. Muitos defendem, com fundamentação, que o mais adequado seria sua substituição pela palavra “instabilidade”, tendo em vista que são levadas em conta as condições mais realísticas do comportamento da estrutura (imperfeições iniciais, inelasticidade etc.). Neste trabalho, optou-se por passar ao largo dessa discussão e seguir a nomenclatura utilizada pela norma brasileira ABNT NBR 8800:2008, mantendo o termo “flambagem” para designação dos fenômenos tratados.

1.2 Objetivo

No presente trabalho, tem-se como objetivo a proposição de um modelo simplificado de cálculo para a determinação da capacidade resistente de vigas mistas de aço e concreto sujeitas à flambagem lateral com distorção em situação de incêndio.

1.3 Breve Descrição da Metodologia Empregada

Para atingir o objetivo mencionado na Subseção 1.2, primeiramente, foram executados ensaios experimentais em quatro protótipos em escala natural e, em seguida, esses resultados experimentais (bem como outros resultados disponíveis na literatura) foram utilizados para a validação de modelos numéricos de elementos finitos. Com a devida verificação dos modelos numéricos, realizou-se uma extensa análise paramétrica em um tramo isolado de viga mista sujeito a momento negativo uniforme, a fim de obter uma maior massa de dados que permitiu um estudo aprofundado do comportamento das vigas e a determinação do modelo de cálculo.

1.4 Justificativa

Como já mencionado, tem crescido a preocupação com o comportamento das estruturas em incêndio e a busca por métodos de cálculo que sejam capazes de prever adequadamente a resposta estrutural em temperatura elevada. A respeito desses modelos, uma carência é observada no tocante às vigas mistas contínuas e semicontínuas que não possuem tratamento na literatura que abranja todos os fenômenos que governam seu comportamento. Essas vigas têm como um de seus atrativos descritos na literatura justamente a robustez conferida à estrutura e os menores custos de proteção em situação de incêndio, embora não existam até o momento

estudos completos sobre o tema, motivo pelo qual é importante um estudo que avalie a flambagem lateral com distorção em situação de incêndio.

Com o aumento da temperatura, observa-se no aço a queda do módulo de elasticidade e da resistência ao escoamento. Ocorre que a degradação da rigidez se processa mais rapidamente que a da resistência. Essa diferença no grau de degradação das duas propriedades faz com que fenômenos de instabilidade se manifestem de maneira mais proeminente em temperaturas elevadas, uma vez que a esbeltez (dada geralmente pela razão entre uma propriedade de resistência e uma crítica, associada à rigidez) cresce.

Somado a isso, nas vigas mistas contínuas, no que tange ao fenômeno da flambagem lateral com distorção, tem-se como parâmetro de grande influência a rigidez à flexão da alma do perfil de aço. Sendo normalmente a alma o elemento mais esbelto do perfil, seu aquecimento ocorre de maneira extremamente rápida e essa rigidez é reduzida de forma bastante acentuada em situação de incêndio. Com essa redução brusca da rigidez à flexão da alma do perfil, o fenômeno da flambagem lateral com distorção pode se manifestar e ter grande influência no comportamento da viga.

Finalmente, vigas mistas contínuas são elementos estruturais naturalmente hiperestáticos e, portanto, sujeitas a novos esforços solicitantes em face do aquecimento não uniforme da seção. No caso geral, observa-se nessas vigas uma tendência de aumento do momento fletor negativo com o aquecimento, o que torna o conhecimento de seu comportamento sob momento negativo ainda mais importante.

Apesar dessa provável grande influência da flambagem lateral com distorção, não há estudos na literatura que a abordem de maneira adequada em temperaturas elevadas. Na realidade, esse fenômeno é avaliado em poucos estudos mesmo em temperatura ambiente (Oliveira, 2018).

Assim sendo, mostra-se necessária uma pesquisa que analise como se comportam as vigas mistas contínuas e semicontínuas de aço e concreto em temperatura elevada levando em conta os fenômenos de instabilidade que participam do processo, em especial a FLD, como se propõe no presente estudo, para que se possa determinar um modelo de cálculo para determinação da capacidade resistente dessas vigas quando sujeitas à instabilidade global.

1.5 Organização do texto

No Capítulo 2, apresenta-se uma revisão bibliográfica e fundamentação teórica. Uma vez que nesta pesquisa propõe-se o estudo de um elemento estrutural específico em incêndio, esse capítulo é dividido em três partes principais. Inicialmente, apresentam-se alguns fundamentos a respeito do comportamento das vigas mistas contínuas e semicontínuas em temperatura ambiente. Em seguida, rudimentos a respeito do incêndio são apresentados, incluindo tópicos a respeito do próprio fenômeno do incêndio e de seus efeitos nos materiais e nos elementos estruturais. Por fim, os dados apresentados são unificados, permitindo algumas observações a respeito do comportamento das vigas mistas contínuas em situação de incêndio.

No Capítulo 3 são descritos os procedimentos realizados para a análise experimental realizada em protótipos em escala natural.

No Capítulo 4 são descritos os métodos de análise numérica empregados, envolvendo um modelo numérico completo, devidamente validado com resultados experimentais e um conjunto de resultados simplificados, que permitem um melhor desenvolvimento do modelo de cálculo.

No Capítulo 5, apresenta-se uma proposta de modelo de cálculo, fundamentada nos procedimentos atualmente vigentes para o cálculo de vigas de aço em situação de incêndio e aplica-se este procedimento aos modelos numéricos simulados, verificando-se sua adequabilidade. Finalmente, realiza-se um exemplo de cálculo.

No Capítulo 6, são apresentadas as conclusões da presente pesquisa e sugestões para estudos futuros sobre o tema.

2

REVISÃO DA LITERATURA E FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 Considerações Iniciais

A compreensão do comportamento de um elemento estrutural em temperatura elevada geralmente se inicia por um entendimento completo de seu comportamento em temperatura ambiente. Em seguida, algumas considerações devem ser feitas a respeito da elevação de temperatura e sua consequência na variação das solicitações e na degradação das propriedades mecânicas dos materiais para que se avalie a peça em incêndio. No presente capítulo, uma revisão da literatura e alguns fundamentos teóricos são apresentados a fim de embasar todo o estudo que será realizado posteriormente a respeito das vigas mistas contínuas e semicontínuas em incêndio. Inicialmente, na Subseção 2.2 realiza-se uma descrição do comportamento das vigas mistas contínuas em temperatura ambiente, apresentada por meio de diversos estudos da literatura e dos procedimentos normativos de dimensionamento. A seguir, na Subseção 2.3, generalidades quanto ao fenômeno do incêndio e seus principais efeitos sobre vigas e sistemas de piso são apresentados. Por fim, na Subseção 2.4, os dois temas são unidos em uma breve discussão a respeito do comportamento das vigas mistas contínuas quando sujeitas a altas temperaturas.

2.2 Comportamento de Vigas Mistas Contínuas em Temperatura Ambiente

2.2.1 Considerações Iniciais

Desde o desenvolvimento dos conectores de cisalhamento ao longo da década de 1940, o uso das vigas mistas tornou-se extremamente difundido, já que com o pequeno custo de se instalar uma conexão de cisalhamento (ligação mecânica entre o perfil de aço e a laje de concreto, usualmente feita pelos conectores de cisalhamento), é possível aproveitar uma grande largura

da laje e obter ganhos consideráveis de rigidez e de capacidade resistente (Johnson, 2004). Na maioria dos casos, essas vigas são projetadas como biapoiadas, situação em que a seção transversal apresenta uma enorme eficiência. Nessa configuração, os momentos fletores positivos comprimem a mesa de concreto, que trabalha da maneira mais favorável possível. Além de absorver a compressão, a laje fornece contenção lateral contínua à mesa superior do perfil de aço, impossibilitando a ocorrência da flambagem lateral com torção. Além disso, a laje desloca a linha neutra para uma posição muito acima do centroide do perfil de aço (muitas vezes fora do próprio perfil), reduzindo severamente a região comprimida da alma e dificultando (praticamente impossibilitando) a flambagem local da alma.

Apesar de mais usual, a configuração biapoiada não é a única possível para as vigas mistas, as quais podem ser, também, contínuas ou semicontínuas. Quando há continuidade ou semicontinuidade da viga, momentos fletores negativos ocorrem nas regiões dos apoios internos, resultando em uma inversão da distribuição de tensões. A parte superior da viga passa a ser tracionada e a inferior, comprimida. A laje de concreto, trabalhando agora sob tração, fissura, contribuindo apenas com a sua armadura disposta na direção longitudinal da viga, sendo a seção transversal considerada formada pelo perfil de aço mais a armadura longitudinal da laje, como apresentado na Figura 2-1. A mesa inferior, comprimida, fica restrita lateralmente apenas pela alma do perfil e pode sofrer flambagem lateral. Ao modo de flambagem que ocorre nessas vigas chama-se flambagem lateral com distorção (FLD). Além desse modo global, ainda podem ocorrer flambagens locais no perfil de aço. Mesmo assim, o aproveitamento da continuidade (ou da semicontinuidade) ainda permite o uso de um perfil de aço mais leve, podendo levar a uma estrutura mais econômica.

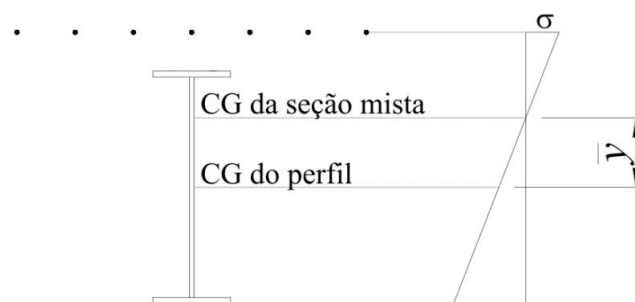


Figura 2-1 – Seção transversal considerada e distribuição de tensões na seção mista na região de momento negativo.

Devido a essas diferenças, o comportamento das vigas mistas contínuas e semicontínuas adquire um caráter bastante complexo, discutido em detalhes nesta seção.

2.2.2 Generalidades Quanto ao Comportamento de Vigas Mistas Contínuas e Semicontínuas

Pode-se considerar, para cálculo da capacidade resistente à flexão, que as vigas mistas contínuas e semicontínuas são divididas em duas regiões com comportamentos distintos, uma de momento fletor positivo e a outra de momento negativo. Nas vigas puramente de aço, regiões de momento fletor positivo e negativo têm comportamento muito similar, mas nas vigas mistas a inversão do sinal do momento fletor leva a diferenças consideráveis entre as duas regiões. Momentos fletores negativos tracionam a laje e, conseqüentemente, provocam fissuração do concreto. Além disso, a inversão da sollicitação faz com que uma região do perfil de aço sujeita a menores restrições de deslocamentos seja comprimida, possibilitando alguns modos de flambagem. Assim, na região positiva, tem-se um comportamento muito similar àquele de vigas biapoiadas, mas nas regiões de momento negativo há diferenças substanciais.

Experimentalmente, observa-se que para momentos fletores negativos bem abaixo do momento último (por volta de 30% do momento máximo alcançado pela viga), já ocorre a fissuração da laje, de maneira que considerá-la como fissurada em toda a análise é uma suposição bastante comum e razoável para o cálculo da capacidade resistente da viga (Dekker *et al.*, 1995). Ao tratar-se a laje como fissurada, considera-se que apenas a armadura contida na largura efetiva da região de momento negativo colabora na capacidade resistente à flexão e na rigidez da viga. A fissuração da laje de concreto também leva a um comportamento diferente da conexão de cisalhamento desse componente com o perfil de aço.

Quanto à largura efetiva mencionada anteriormente, algumas observações são pertinentes. A determinação de uma largura chamada efetiva para a mesa de concreto é uma consideração feita com a finalidade de simplificar os procedimentos de análise das vigas mistas. De maneira geral, na laje de concreto de uma seção transversal da viga mista, observa-se uma distribuição não uniforme das tensões longitudinais, que tendem a se reduzir à medida que a posição analisada se afasta do eixo da viga. Apesar dessa variação, ainda é possível obter resultados satisfatórios para a análise se a mesa de concreto tiver sua largura colaborante assumida com um valor efetivo b , no qual se pode tratar a tensão como constante (Figura 2-2).

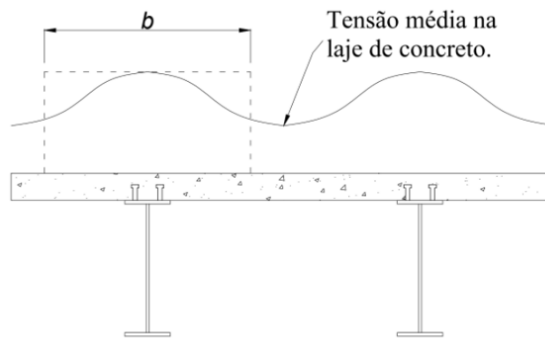


Figura 2-2 - Distribuição não uniforme de tensões na laje de concreto e consideração de uma largura efetiva b .

Uma vez que a laje está fissurada, é de se esperar que haja uma diferença na largura efetiva a ser considerada para a viga mista, quando comparada à região de momento positivo, na qual se tem boa parte ou toda a laje íntegra. Ainda assim, um procedimento simplificado é apontado nas normas brasileira e europeia, bastante similar ao de determinação da largura efetiva de lajes de vigas mistas biapoiadas, no qual se considera um oitavo do comprimento do trecho de momento negativo ou metade da distância entre vigas como a largura efetiva da laje, para cada lado do perfil, como a largura efetiva da laje em região de momento negativo. A determinação da largura efetiva de acordo com os procedimentos normativos citados, considerando o comprimento da viga e a largura da laje, é apenas uma simplificação e essa largura é, na realidade, dependente de diversos fatores como o grau da conexão de cisalhamento, o vão, as condições de contorno e de carregamento da viga, entre outros. Há na literatura diversos estudos propondo formulações alternativas e que levam em conta mais parâmetros que as formulações normativas na determinação da largura efetiva de vigas mistas (por exemplo, Amadio *et al.*, 2003; Castro *et al.*, 2007; Nie *et al.*, 2007). Amadio *et al.* (2003) apontam que, devido à maior ductilidade das barras de armadura tracionadas na região de momento negativo quando comparadas ao concreto comprimido na região de momento positivo, a largura efetiva quando se considera o concreto fissurado é normalmente maior que o preconizado pelas normas. Esses autores propuseram que a largura efetiva seja calculada como um quarto do comprimento da região de momento negativo (valor correspondente ao dobro das normas brasileira e europeia), o que, em casos de vigas mais curtas, nas quais a largura efetiva acaba sendo calculada segundo o comprimento do vão, resulta em um ganho substancial para a região de momento negativo. Com essa consideração, as vigas mistas usuais passam a ter praticamente a mesma largura efetiva nas regiões de momento positivo e negativo.

Castro *et al.* (2007) também propuseram uma metodologia de determinação da largura efetiva de vigas mistas contínuas de aço e concreto, limitada aos casos de interação total. Os autores observaram que em todos os casos analisados, as larguras efetivas das regiões mais solicitadas foram correspondentes a pelo menos 80% da largura total da mesa de concreto, encontrando previsões excessivamente conservadoras segundo o procedimento do EN 1994-1-1:2004 quando comparadas aos resultados obtidos no estudo.

Outro ponto para o qual se deve atentar no estudo de vigas mistas contínuas é relativo ao comportamento da conexão de cisalhamento que se torna diferente em uma região de concreto tracionado. Observa-se experimentalmente por meio de ensaios *push-out* com tração na laje que a capacidade resistente dos conectores de cisalhamento não varia muito em relação à situação usual de concreto comprimido. A rigidez da conexão, por outro lado, é severamente reduzida. Por conta dessa redução (e por outros motivos), os procedimentos normativos exigem que, nas regiões de momento negativo, seja utilizado um número de conectores de cisalhamento suficiente para promover a interação total entre a viga de aço e a laje (Johnson, 2004). Em outras palavras, não é permitido por norma (ABNT NBR 8800:2008 e EN 1994-1-1:2004) que se utilize interação parcial em regiões de momento negativo de vigas mistas contínuas ou semicontínuas.

Apesar do impedimento do uso de conexão de cisalhamento de resistência parcial nas regiões de momento negativo, Loh *et al.* (2004a, 2004b) demonstraram experimental e analiticamente que é viável o uso dessas conexões em vigas mistas contínuas. A redução da resistência que é proporcionada pelo uso de interação parcial não é tão severa e, apesar do maior deslizamento da conexão de cisalhamento nessa situação, o aumento da ductilidade e conseqüentemente da capacidade de rotação da viga pode ser interessante. Com esse aumento, uma maior redistribuição dos momentos fletores é viabilizada. Os autores apontam que caso se decida por utilizar conexão de resistência parcial nas regiões de momento negativo, deve-se atentar para que ela não possa sofrer uma ruptura devido ao alongamento excessivo que ocorre com o aumento do deslizamento entre laje e viga, o que poderia levar a uma falha brusca da viga. Conclusões similares foram obtidas por Uy *et al.* (2006) e por Titoum *et al.* (2009). Apesar dessa possibilidade, uma vez que por norma a situação de conexão de cisalhamento de resistência parcial ainda não é permitida, essa configuração de viga não será avaliada neste trabalho.

Algumas outras particularidades das vigas mistas contínuas e semicontínuas são observadas ao se analisar os esforços que as solicitam. Devido à mudança na distribuição dos esforços solicitantes, também passa a ser relevante a interação entre o momento fletor e o esforço cortante. Em vigas mistas biapoiadas sujeitas a carregamento distribuído uniforme, por exemplo, é observado que a região de momento fletor máximo (meio do vão) coincide com a de baixa força cortante e, inversamente, as regiões de força cortante máximo (os apoios) têm momento fletor nulo. Nesse caso, é negligenciável a interação entre as duas solicitações, para as quais a viga é dimensionada separadamente. No caso das vigas mistas contínuas, a região de máximo momento fletor negativo, localizada nos apoios internos, costuma coincidir com uma região de elevada força cortante, de maneira que a interação entre as duas solicitações pode ser importante. É interessante observar que no cálculo da resistência à força cortante de vigas mistas, é recomendado por norma que se efetue o dimensionamento considerando apenas a contribuição do perfil de aço, ignorando a contribuição da laje nessa capacidade resistente.

Liang *et al.* (2004) apresentaram uma formulação para o cálculo da capacidade resistente de vigas mistas contínuas à força cortante. A capacidade “básica” da seção mista pode ser dada pela soma das capacidades do perfil e da laje. Essa capacidade é então majorada, considerando-se a ação mista entre perfil e laje, a partir de um coeficiente dependente do grau de interação da viga mista. Os autores propuseram também equações para a avaliação da interação entre momento fletor e força cortante nas regiões de momento positivo e negativo dessas vigas e observaram que essa interação ocorre de maneira mais pronunciada nas regiões de momento negativo, isto é, que a interação entre momento fletor negativo e força cortante conduz a uma maior perda da capacidade resistente que a interação entre momento positivo e cortante. A interação entre a força cortante e o momento fletor pode indicar uma redução significativa do momento fletor resistente quando o cortante solicitante também é alto, como evidenciado na Figura 2-3.

Além dos detalhes apresentados até agora, vigas mistas sujeitas a momento fletor negativo podem apresentar flambagem local. Nas vigas mistas biapoiadas, a flambagem local dos elementos constituintes da seção do perfil de aço não representa um fenômeno relevante. Isso se dá, pois, a laje de concreto desloca a linha neutra a uma posição muito superior à do centroide do perfil de aço. Em vários casos, essa linha neutra, inclusive, se localiza fora da seção de aço, de maneira que não há elementos comprimidos no perfil. Quando muito, há uma pequena região

da alma comprimida, além da mesa superior. Nesse caso, a região comprimida da alma costuma ser muito pequena, motivo pelo qual a razão entre largura e espessura pode ser bastante alta sem que ocorra flambagem local. Além disso, quando pode ocorrer a flambagem local da mesa superior, seus deslocamentos são restringidos pelo contato com a laje de concreto (Johnson, 2004).

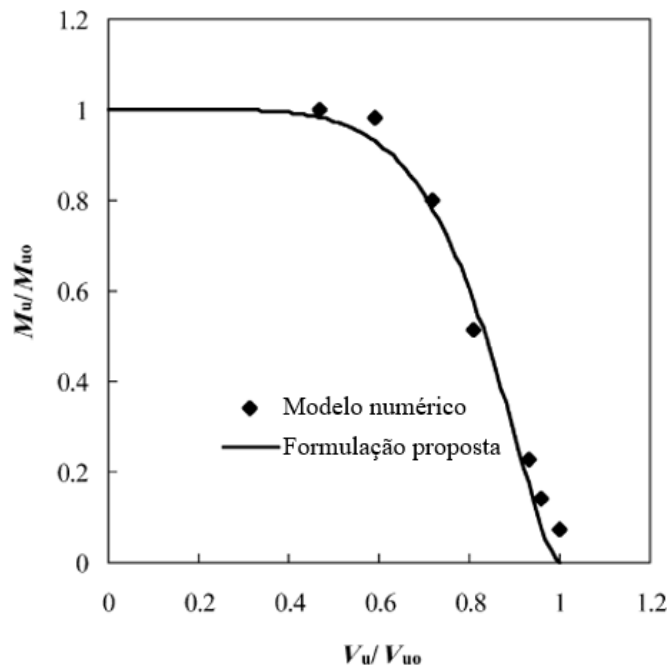


Figura 2-3 - Curva de interação entre momento fletor e força cortante para vigas mistas contínuas. Adaptado de Liang *et al.* (2004).

Nas vigas mistas contínuas e semicontínuas, a situação é bastante diferente. Quando submetidas a momento fletor negativo, a seção transversal passa a apresentar uma altura considerável da alma comprimida (sempre maior que metade da altura do perfil de aço, caso ele seja duplamente simétrico). Além disso, a mesa comprimida é agora a inferior, a qual não possui restrição ao modo de flambagem local por parte da laje. Assim, tornam-se possíveis os modos de flambagem local da alma e flambagem local da mesa inferior (Figura 2-4). Esses modos são reportados repetidamente em estudos experimentais em vigas mistas contínuas (por exemplo, Climenhaga e Johnson, 1972; Johnson e Fan, 1991; Dekker *et al.*, 1950; Loh *et al.*, 2004; Amadio *et al.*, 2004).

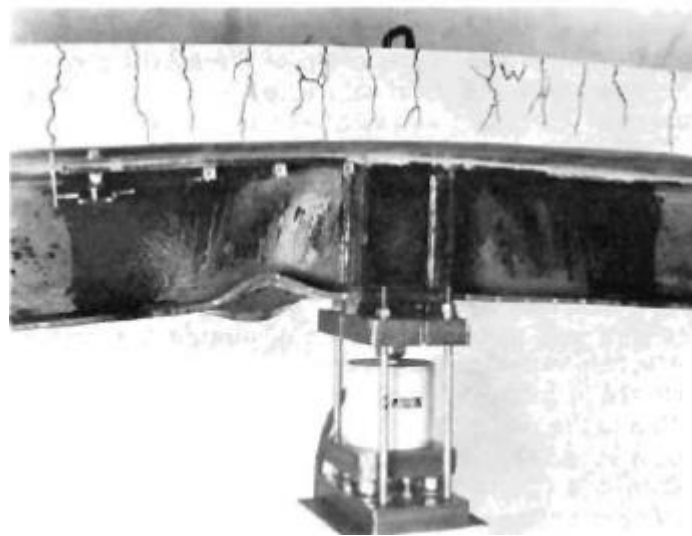


Figura 2-4 - Modos de flambagem local da mesa inferior e da alma observados por Climenhaga e Johnson (1972).

Segundo Climenhaga e Johnson (1972), as características da flambagem local em vigas mistas de aço e concreto e em vigas puramente de aço são bastante similares, sendo separadas por algumas pequenas diferenças. Em primeiro lugar, como a seção transversal tem o seu eixo neutro deslocado para uma posição mais próxima da laje devido à presença da armadura, a alma passa a ser quase toda comprimida, o que favorece a flambagem local. Além disso, as almas de vigas mistas contínuas estão normalmente sujeitas a esforços de cisalhamento proporcionalmente maiores que vigas puramente de aço, de maneira que a alma passa a ser mais solicitada. Diante desses problemas, os autores apontam que uma flambagem local considerável é observada experimentalmente nessas vigas mesmo no caso de perfis classificados como compactos pelas normas de dimensionamento. Os autores relatam também que em boa parte dos ensaios realizados por eles, a flambagem local da mesa ocorreu rapidamente, antes inclusive da flambagem local da alma. Apesar disso, a flambagem local da mesa não refletiu em uma queda das curvas de força *versus* deslocamento, as quais somente apresentaram comportamento decrescente após a flambagem local da alma.

Johnson e Fan (1991) apresentaram informações similares a respeito da flambagem local da mesa comprimida em vigas mistas contínuas. Segundo os autores, a susceptibilidade à flambagem local da mesa não parece ter muita influência nos outros fenômenos observados nas vigas mistas contínuas. Uma vez que ocorre o escoamento da mesa na região do apoio, ela gira livremente em torno de um eixo vertical, não influenciando na flambagem lateral com distorção, quer a flambagem local esteja ocorrendo ou não. Assim sendo, o sistema de classificação de

seções transversais do EN 1993-1-1:2005 (cabe aqui ressaltar que a norma europeia de estruturas mistas, EN 1994-1-1:2004, se refere à norma de estruturas de aço, EN 1993-1-1:2005, para a classificação das seções transversais no tocante à flambagem local) pode ser usado para considerar de maneira adequada a flambagem local. Essas observações, segundo os autores, estão de acordo com resultados experimentais, que apontam que seções classificadas como semicompactas (classe 3) não apresentaram comportamento inferior a seções plásticas ou compactas (classes 1 e 2). De maneira similar, Kemp e Dekker (1991) observaram experimentalmente que não parece haver motivos para que o sistema de classificação das seções puramente de aço do EN 1993-1-1:2005 não seja aplicável a vigas mistas contínuas e concluíram que os tratamentos dados às vigas puramente de aço e às vigas mistas contínuas, no que diz respeito à flambagem local, pode ser o mesmo. Há que se salientar que, apesar de ser possível dar às vigas mistas contínuas o mesmo tratamento dado às vigas puramente de aço, a flambagem local ainda possui efeitos consideráveis, especialmente no tocante à redução da capacidade de rotação da seção transversal.

Essas considerações são levadas em conta na metodologia de cálculo de vigas mistas contínuas apresentada pelo EN 1994-1-1:2004, que prescreve que seções de classes 1 e 2 têm como momento último da seção transversal o momento fletor correspondente à plastificação total da seção. Já para as seções de classe 3, o momento último da seção é limitado ao momento de início de escoamento, por conta da possibilidade de flambagem local. Seções de classe 4 não são compreendidas pela norma nas situações em que a flambagem lateral com distorção pode ocorrer. A norma brasileira ABNT NBR 8800:2008, por sua vez, somente prevê seções compactas para as vigas mistas contínuas e semicontínuas, nas quais não há ocorrência de flambagem local e assim, o momento último da seção transversal pode ser calculado segundo considerando distribuição plástica de tensões.

Além dos modos locais de flambagem, as vigas mistas contínuas estão sujeitas também a um modo global de flambagem lateral com distorção. Esse modo de flambagem é responsável por uma redução severa da capacidade resistente da viga mista quando comparada ao momento de plastificação da seção transversal. A flambagem lateral com distorção é o fenômeno de maior interesse do presente estudo, motivo pelo qual é descrita com mais detalhes que os outros temas abordados até este momento. Essa descrição é realizada na Subseção 2.2.3.

Por todos os motivos apresentados, a capacidade resistente ao momento fletor da região de momentos fletores negativos é consideravelmente inferior à da região de momento positivo. Chen e Jia (2008) sugerem, como uma estimativa razoável para a razão entre o momento fletor resistente negativo e o positivo, um valor da ordem de 0,7, mas esse valor pode ser consideravelmente menor. Ao se realizar uma análise estrutural linear, observa-se que os momentos fletores negativos gerados nas regiões dos apoios internos costumam ser bastante elevados, especialmente no caso das vigas contínuas. Assim, realizar um processo de dimensionamento considerando a análise linear elástica da viga contínua resulta, geralmente, em um cálculo antieconômico, no qual se tem uma seção capaz de resistir a um momento negativo muito alto, mas que se torna superdimensionada para região de momento positivo. Ocorre que as vigas contínuas são hiperestáticas, de maneira que a formação de uma primeira rótula plástica em um apoio interno não configura, necessariamente, uma condição de colapso estrutural. Por esse motivo, é permitido que, nessas vigas, desde que a esbeltez da seção transversal seja adequada, se realize um procedimento de redistribuição dos momentos fletores, efetuado através de análise rígido-plástica. Nesse procedimento, considera-se que os momentos fletores são mantidos constantes no apoio e redistribuídos até um certo limite para o meio do vão. A formação de uma nova rótula plástica, agora no vão, indicaria o colapso da viga mista.

A norma europeia EN 1994-1-1:2004 prescreve que é permitida uma redistribuição de momentos fletores de até 40% do apoio para o meio do vão caso a seção transversal da viga seja de classe 1. Caso a seção seja de classes 2, 3 ou 4, esse valor se reduz para 30%, 20% e 10%, respectivamente, considerando que a análise linear tenha sido realizada inicialmente com a seção transversal da viga mista não fissurada. A norma brasileira também permite esse tipo de análise, mas se refere às prescrições da norma europeia para descrever o procedimento. Uma descrição detalhada sobre os procedimentos de redistribuição pode ser observada em Chen e Jia (2008).

Para que o momento fletor possa ser redistribuído do apoio para o vão, um requisito fundamental é que haja capacidade de rotação suficiente em cada rótula plástica de maneira que o mecanismo plástico possa se desenvolver, exigência que é reforçada nas normas ABNT NBR 8800:2008 e EN 1994-1-1:2004, as quais prescrevem que, atendidas algumas condições, essa capacidade de rotação pode ser considerada suficiente. Pode-se considerar que, para uma dada configuração de vãos e carregamentos, e conseqüentemente, uma dada redistribuição de

momentos, é necessária uma certa rotação da rótula plástica no apoio, denominada rotação requerida. Por outro lado, para uma seção transversal, há uma capacidade de rotação limitada após a formação da rótula plástica, que cresce conforme aumenta a ductilidade da viga. Assim, para que o momento possa ser redistribuído adequadamente, deve-se ter uma capacidade de rotação superior ao valor requerido para que possa ocorrer de fato a formação de um mecanismo plástico.

Define-se a capacidade de rotação (ou capacidade de rotação disponível) da viga como a rotação inelástica que pode ocorrer até que seu momento fletor resistente caia (devido à flambagem) abaixo do momento resistente nominal, dividido por uma rotação elástica teórica e representada por Θ_{av} (Kemp e Dekker, 1991). A capacidade de rotação requerida (Θ_{req}) é definida como a capacidade necessária para permitir uma determinada redistribuição de momentos e é, primariamente, uma função das disposições de vãos e cargas (Couchman e Lebet, 1996). Couchman e Lebet (1996) propuseram um novo método para dimensionamento das vigas mistas contínuas, baseado na comparação entre a capacidade de rotação e a rotação requerida. Para isso, os autores apresentaram curvas de capacidade de rotação requerida *versus* quantidade de redistribuição de momentos necessária. Uma comparação dos valores de capacidade de rotação disponível e requerida, então, permite avaliar se a viga é capaz de redistribuir os momentos adequadamente. Para a determinação da capacidade de rotação disponível, os autores recomendam o uso da formulação proposta por Kemp e Dekker (1991).

Mais recentemente, uma metodologia similar à de Couchman e Lebet (1996) para a verificação em estado-limite último das vigas mistas contínuas foi apresentada por Chen e Jia (2007). Esses autores observaram que, em vigas com dois vãos iguais, a capacidade de redistribuição de momentos fletores tende a variar entre 16,9% e 51%, sendo geralmente menor que a necessária para a formação de uma segunda rótula plástica na região de momento positivo e que essa falta de capacidade de rotação costuma ocorrer também em vigas com vãos diferentes. Além disso, os autores comentam que as prescrições normativas, que preveem uma taxa máxima de redistribuição dos momentos independente de características específicas da viga analisada podem ser, frequentemente, imprecisas.

2.2.3 Flambagem Lateral com Distorção

Em vigas mistas contínuas e semicontínuas, na região dos apoios internos, desenvolvem-se momentos fletores negativos que comprimem a mesa inferior e parte considerável da alma do perfil de aço. Essa mesa possui restrição ao deslocamento lateral pouco significativa, proporcionada apenas pela pequena rigidez à flexão da alma, de modo que a viga pode sofrer instabilidade lateral. Para isso, contudo, é necessário que a seção transversal mude de forma, uma vez que a torção pura ainda é quase totalmente impedida pela laje de concreto. A menor esbeltez da mesa inferior do perfil faz com que ela se desloque praticamente como um corpo rígido, mas a alma é flexível e facilmente se deforma. Ocorre, portanto, uma instabilidade caracterizada pela perda da planicidade da alma do perfil e pelo deslocamento lateral com rotação da mesa inferior, daí a denominação flambagem lateral com distorção. Facilitam o fenômeno a flexão da laje e a deformação da conexão de cisalhamento, que permitem algum giro da seção de aço como um corpo rígido. A configuração deformada da seção transversal no modo de flambagem lateral com distorção é apresentada na Figura 2-5

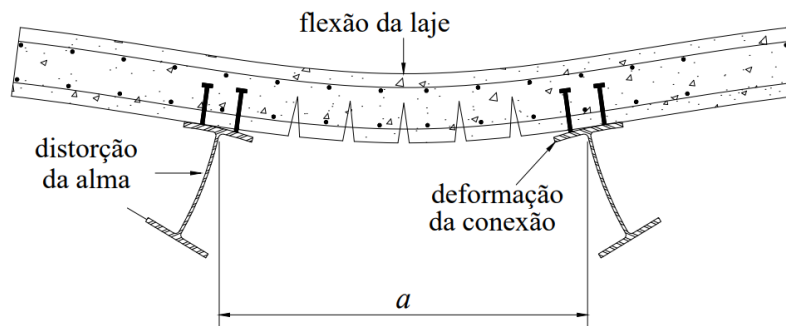


Figura 2-5 - Deformação da seção transversal no modo de flambagem lateral com distorção.

O modo de flambagem nas vigas usuais consiste em duas semiondas, uma em cada lado dos apoios internos (Figura 2-6), nos quais deve-se prever, obrigatoriamente, em projeto, elementos para contenção do deslocamento lateral. As semiondas se estendem pela maior parte da região de momento negativo, não são senoidais e o máximo deslocamento se encontra a uma distância do apoio de duas a três vezes a altura total do perfil de aço. (Johnson, 2004)

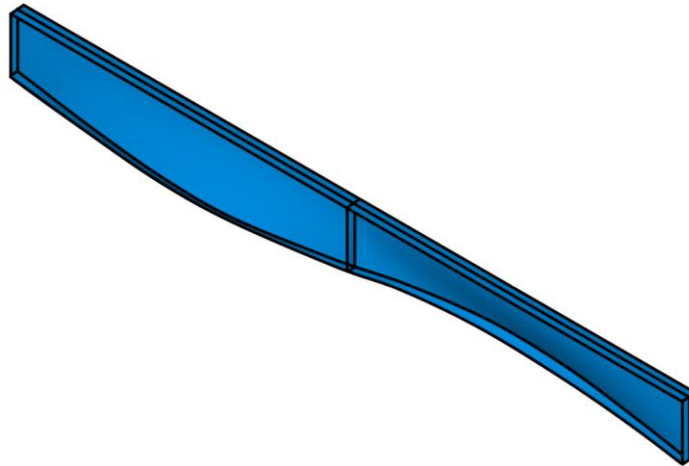


Figura 2-6 - Modo típico de flambagem lateral com distorção apresentando duas semiondas, uma de cada lado do apoio interno.

Os modos de flambagem local da mesa inferior e de flambagem lateral com distorção são bastante diferentes, muito embora ambos possam ocorrer simultaneamente nas vigas mistas. O primeiro é caracterizado pela perda de planicidade da mesa, a qual se desloca fundamentalmente na direção vertical. No segundo, a mesa desloca-se lateralmente e gira como um corpo rígido, enquanto a alma muda de forma. Cabe ainda ressaltar que o primeiro ocorre em casos de grande esbeltez da mesa e o segundo, em vigas de almas mais esbeltas. Há indícios experimentais de que uma flambagem local inicial possa induzir a FLD (Fan, 1990) mas, mesmo assim, os dois fenômenos são tratados de maneira dissociada pelas normas brasileira e europeia.

Para a consideração da FLD em projeto, o procedimento de cálculo realizado é similar ao que se faz em situações nas quais um modo de flambagem global possui papel importante no momento resistente. Considera-se que os efeitos da instabilidade, das tensões residuais e das imperfeições podem ser levados em conta por meio de uma curva que fornece um fator de redução calculado com base em um parâmetro de esbeltez relevante, obtido a partir da tensão crítica de flambagem (nesse caso, do momento crítico). Assim, o processo de dimensionamento se inicia pela determinação do momento crítico elástico à FLD das vigas mistas contínuas e semicontínuas.

Nessa determinação, é recomendado que se considere o chamado mecanismo U invertido. O procedimento usual de verificação da capacidade resistente das seções transversais de vigas mistas contínuas é geralmente realizado pela consideração de um tê, no qual se tem um perfil de aço, associado a uma mesa de concreto colocada sobre ele, se mostra inadequado no estudo

da flambagem lateral com distorção. Em edificações, é habitual que os sistemas de piso sejam formados por uma laje apoiada sobre uma série de vigas paralelas. Assim, recomenda-se que no estudo da flambagem lateral com distorção, seja considerado o chamado mecanismo U invertido, no qual se tem duas ou mais vigas paralelas, todas elas ligadas à mesma laje de concreto. Nessa situação, as restrições impostas pela laje ao perfil de aço são mais representativas de uma estrutura real do que ao considerar-se apenas um T. Johnson e Fan (1991) observaram experimentalmente que essa consideração é de fato necessária, tendo inclusive necessitado interromper um ensaio de um protótipo formado pelo mecanismo T devido a rotações excessivas da laje, o que não ocorreu nos ensaios de mecanismos U invertidos.

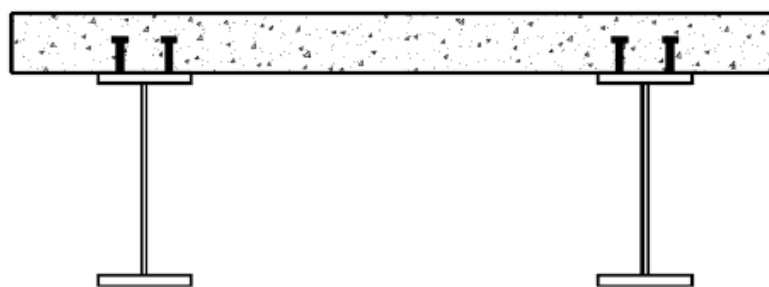
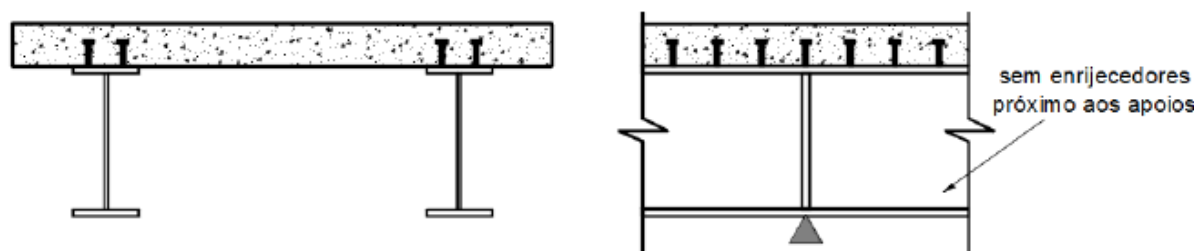
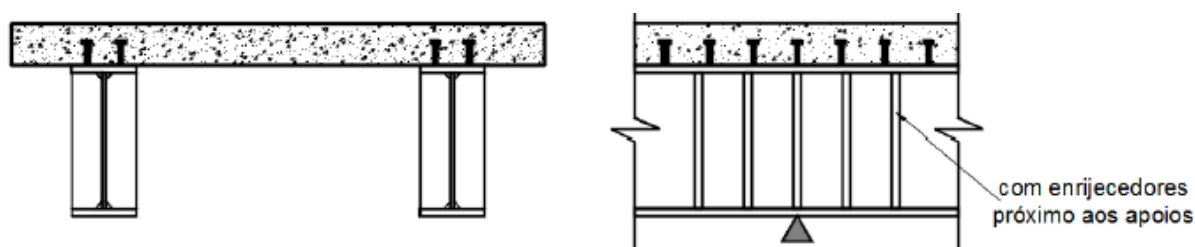


Figura 2-7 - Mecanismo U invertido.

Na literatura, são descritos dois tipos de mecanismos U, o contínuo e o discreto. No mecanismo contínuo, há apenas enrijecedores verticais na região dos apoios. No mecanismo discreto, por sua vez, enrijecedores são soldados ao perfil de aço regularmente espaçados ao longo de toda a região de momento negativo. A presença dos enrijecedores aumenta consideravelmente a rigidez da alma do perfil à distorção, contribuindo para o aumento do momento crítico à FLD. Esses dois mecanismos são apresentados na Figura 2-8. O mecanismo U discreto já foi estudado na literatura por Chen (1992) e por Oliveira (2018) que confirmaram o ganho esperado de capacidade resistente quando a viga está sujeita à FLD. Oliveira (2018) observou numericamente que o aumento do momento crítico elástico para uma viga com enrijecedores transversais soldados à alma foi de até 76% quando comparado à mesma viga sem os enrijecedores. Quanto ao momento resistente da viga, os aumentos foram de até 47%, limitados pela plastificação da seção transversal. Apesar de fornecer maior capacidade resistente quando se considera a flambagem lateral com distorção, o mecanismo U discreto não é abordado pelas principais normas de dimensionamento e, por esse motivo, não será estudado no presente trabalho.



a) Mecanismo U contínuo



b) Mecanismo U discreto

Figura 2-8 - Mecanismos U contínuo e discreto. Fonte: Calenzani (2008).

Estudos para a determinação do momento crítico à FLD são observados na literatura desde os anos 1980. Enquanto os modos de flambagem local e global por FLT já são estudados e bem compreendidos há mais de um século, o estudo preciso de modos de flambagem envolvendo a distorção só se tornou possível na segunda metade do século XX, alavancado pela evolução da computação. Analiticamente, na grande maioria dos estudos relativos à FLD, o fenômeno da distorção e as deformações da laje e da conexão de cisalhamento não são tratados explicitamente. Considera-se que esses fatores podem ser substituídos na análise por meio da inclusão de três molas rotacionais associadas em série. A primeira, de rigidez k_1 corresponde à rigidez à flexão da laje fissurada. A segunda, com rigidez denominada k_2 , representa a distorção, calculada a partir da rigidez à flexão lateral da alma. A terceira parcela, k_3 , representa a deformação da conexão de cisalhamento. Em vigas de pontes de alma plana, já se mostrou que essa terceira parcela é desprezável (contribuindo em torno de 4% para a flexibilidade) face às outras duas (Johnson e Molenstra, 1990). Calenzani *et al.* (2012) observaram experimentalmente que a rigidez da conexão de cisalhamento pode ser considerável em vigas mistas formadas por perfis de alma senoidal, fornecendo tabelas para a determinação de seu valor em situações pré-determinadas.

As rigidezes k_1 e k_2 podem ser associadas em série, de maneira que se determina uma rigidez total a ser considerada no modelo analítico, denominada rigidez rotacional da viga mista. Matematicamente, a rigidez rotacional k_r pode ser calculada segundo a equação a seguir:

$$k_r = \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2} \quad (2.1)$$

Além da contribuição da laje na restrição à rotação do perfil de aço, a armadura da laje de concreto também desloca a linha neutra do centroide do perfil, como já explicado. Assim, a mesma distribuição de tensões da viga mista sujeita a momento fletor pode ser obtida em um perfil de aço isolado considerando-se não apenas o momento fletor (M_{cr}) atuando na viga, mas um par de momento fletor e força normal (M_a e N_a respectivamente) aplicados ao perfil. Fórmulas básicas da resistência dos materiais permitem a determinação desses esforços no perfil de aço, os quais podem ser calculados segundo as equações a seguir:

$$M_a = M_{cr} \frac{I_{ax}}{I_x} \quad (2.2)$$

$$N_a = \frac{M_a \bar{y} A_a}{I_{ax}} \quad (2.3)$$

em que I_{ax} e I_x são os momentos de inércia do perfil de aço e da seção mista, \bar{y} é a distância do centroide do perfil ao centroide da seção mista e A_a é a área da seção transversal do perfil de aço. Gráficamente, essa consideração a respeito da distribuição de tensões pode ser melhor compreendida na Figura 2-9.

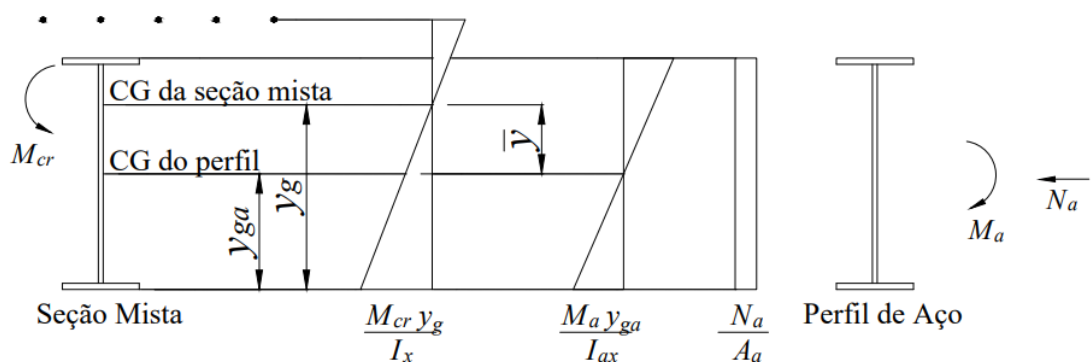


Figura 2-9 - Distribuições de tensões equivalentes na seção mista e na seção puramente de aço.

Desde o início dos anos 80, diversos estudos propuseram maneiras de determinação do momento crítico elástico de flambagem lateral com distorção de vigas mistas considerando, em geral, as simplificações e considerações apresentadas. Segundo Bradford e Kemp (2000), esse modo de flambagem não permite o uso da hipótese de Vlasov de manutenção da forma da seção transversal, que é a base das análises convencionais de vigas sujeitas à flambagem lateral com torção, tendo essa condição que ser relaxada de maneira que a seção transversal seja livre para distorcer. Prescrições normativas tentam aproximar esse comportamento, mas quando aplicadas particularmente à análise da flambagem distorcional, sua precisão é questionável (Bradford e Kemp, 2000).

Uma das primeiras análises do fenômeno de barras flambando com distorção foi apresentada por Svensson (1985), que considerou a mesa inferior do perfil de aço como um elemento de barra comprimida e que simulou a distorção da alma por meio de molas, restringindo essa mesa ao deslocamento lateral e à rotação. A rigidez dessas molas era calculada de maneira similar à rigidez equivalente discutida acima. Esse modelo teórico foi então ampliado por Goltermann e Svensson (1988) para que, em vez de considerar apenas a mesa inferior, o tê inferior do perfil (mesa inferior mais 15% da alma) fosse estudado, conforme ilustrado na Figura 2-10. A substituição no modelo da seção igual apenas à mesa por um pequeno tê levou a uma melhora da precisão dos resultados avaliados para a viga mista.

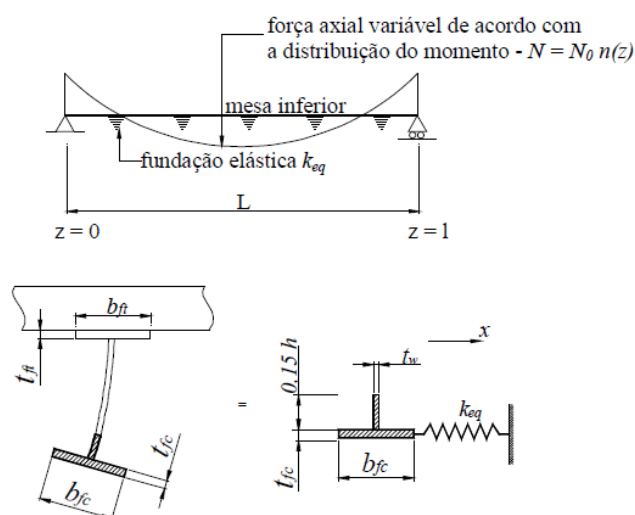


Figura 2-10 - Esquema estrutural analisado por Goltermann e Svensson (1988). Fonte: Calenzani (2008).

Uma das contribuições mais relevantes para o estudo do fenômeno veio em 1990 quando Roik *et al.* (1990) desenvolveram uma equação específica para a determinação do momento crítico

elástico de flambagem lateral com distorção de vigas mistas contínuas. Considerando um modelo de viga composta por um perfil I, restrita completamente em sua mesa superior ao deslocamento lateral e parcialmente à rotação por uma mola de rigidez rotacional k_r e sujeita a um par de momento fletor e força normal, conforme já descrito, os autores escreveram a equação da energia potencial total da barra. Utilizando então o procedimento de Ritz com uma deformada senoidal com uma semionda, os autores puderam determinar o momento crítico da viga. A equação de momento crítico obtida por Roik *et al.* (1990), desenvolvida apenas para o caso de momento fletor uniforme, foi então ampliada para diversos casos de diagramas de momentos fletores a partir de uma série de resultados numéricos. Um coeficiente (denominado C_{dist}) foi tabelado para diversos casos de diagramas de momentos fletores. À época, a equação de Roik obteve tanta importância que foi adotada pela antiga norma europeia de projeto de estruturas mistas (ENV 1994-1-1:1991) e é até hoje utilizada pela norma brasileira (ABNT NBR 8800:2008). A equação de Roik é a seguinte:

$$M_{cr} = \frac{\alpha_g C_{dist}}{L} \sqrt{\left(G_a J + \frac{k_r L^2}{\pi^2}\right) E_a I_{af,y}} \quad (2.4)$$

em que C_{dist} é um coeficiente utilizado para a consideração da forma do diagrama de momento fletor, que vale, por exemplo, 6,2 para momento uniforme, L é o vão da viga entre pontos nos quais se tem travamento ao deslocamento lateral da mesa inferior, G_a e E_a são os módulos de elasticidade transversal e longitudinal do aço, J é a constante de torção, $I_{af,y}$ é o momento de inércia da mesa inferior do perfil de aço com relação ao eixo que passa pela alma do perfil e α_g é um coeficiente que permite considerar os efeitos da laje na distribuição de tensões, dado, para um perfil de aço duplamente simétrico, por:

$$\alpha_g = \frac{\left(\frac{h_0 I_x}{I_{ax}}\right)}{h_0 + \frac{\left(\frac{h_0^2}{4} + \frac{I_{ax} + I_{ay}}{A_a}\right)}{e}} \quad (2.5)$$

em que h_0 é a distância entre os centroides das mesas do perfil, I_{ay} é o momento de inércia do perfil de aço em relação ao eixo que passa por sua alma e e é a excentricidade do momento fletor em relação à força normal aplicados ao perfil de aço, dado por $e = M_a/N_a$.

Algumas pesquisas propuseram novos valores para o coeficiente C_{dist} , partindo da premissa de que os desvios que podem ser observados entre resultados numéricos de elementos finitos e da equação de Roik são devidos a imprecisões desse coeficiente. Amaral *et al.* (2018) apontaram que a própria metodologia utilizada para determinação do coeficiente e do momento crítico é falha. Uma vez que vãos adjacentes possuem grande influência no momento crítico elástico, não basta considerar apenas um dos trechos entre pontos de contenção lateral na análise. Além disso, os autores observaram grandes divergências entre resultados numéricos e os obtidos segundo a equação de Roik *et al.* (1990), motivo pelo qual foram propostas novas tabelas para determinação do coeficiente C_{dist} . Uma análise mais aprofundada do desenvolvimento da equação de Roik revela que esse coeficiente é, na realidade, mesmo para momento fletor uniforme, dependente de uma série de propriedades geométricas da viga e tabelado por Roik *et al.* (1990) apenas para vigas de alma plana. Assim, Oliveira *et al.* (2016) propuseram tabelas para o coeficiente considerando vigas de alma senoidal. Causa estranheza que um coeficiente utilizado para considerar a distribuição de momentos fletores seja altamente dependente de propriedades geométricas da seção transversal da viga, o que pode ser um ponto de imprecisão da equação proposta por Roik *et al.* (1990)

Outro equacionamento bastante difundido no meio técnico foi proposto por Hanswille *et al.* (1998). Utilizando um procedimento bastante parecido com o de Roik *et al.* (1990), porém considerando agora uma deformada com um número variável de semiondas, não necessariamente unitário, Hanswille *et al.* (1998) obtiveram uma equação, segundo os autores, mais precisa para a determinação do momento crítico elástico dessas vigas.

Mais recentemente, teorias mais complexas foram empregadas para a análise do fenômeno. Chen e Ye (2010) obtiveram uma nova equação para a energia potencial total dessas vigas, levando em conta de maneira mais precisa o efeito de forças transversais distribuídas e propuseram deformadas com mais graus de liberdade. Assim, obtiveram um método que permite a determinação do momento crítico a partir da solução de uma série de problemas de autovalor. Ye e Chen (2013) também realizaram outras considerações para a determinação de uma nova solução para o problema, retornando à simplificação proposta por Goltermann e Svensson (1988) de considerar uma seção transversal correspondente ao tê inferior do perfil de aço, restrita por molas de translação e rotação. Zhou *et al.* (2014) apresentaram uma nova formulação, que introduziu uma maior complexidade ao estudo do fenômeno. Segundo os

autores, a rigidez à flexão da alma do perfil (responsável pela distorção) não é constante, como considerado em todos os estudos apresentados previamente, mas variável, dependendo do nível de compressão da alma, de maneira que os métodos já existentes foram aprimorados para considerar o acoplamento entre cargas externas e o nível de restrição imposto ao perfil. Esse procedimento de determinação de momento crítico proposto por Zhou *et al.* (2014) exige a solução de uma série de problemas de autovalor de dimensões consideráveis. Por esse motivo, Zhou *et al.* (2016a) apresentaram uma formulação simplificada, baseada nos resultados obtidos da solução dos problemas de autovalor para uso expedito.

Zhou *et al.* (2016b) observaram que, uma vez que a flambagem lateral com distorção tende a ocorrer em regiões de esforços transversais elevados e em vigas de almas consideravelmente esbeltas, é possível que a deformação de cisalhamento tenha papel importante no fenômeno. Por esse motivo, os autores incluíram na formulação da energia potencial uma parcela referente ao cisalhamento na alma, o que produziu um procedimento ainda mais complexo para determinação do momento crítico. Técnicas com fundações teóricas ainda mais rebuscadas para a determinação do momento crítico foram utilizadas por Lei e Li (2017). Nesse estudo, em vez de considerar a distorção da alma por meio de molas, o modelo estrutural foi representado por meio de duas barras, correspondentes a cada uma das mesas, ligadas a uma placa, correspondente à alma. Dessa maneira, a representação da distorção é feita pela deformação da placa e não por uma mola simplificada. O modelo de Lei e Li (2017) incluía ainda uma mola no topo do perfil, que fornecia a restrição correspondente à deformação da laje e da conexão de cisalhamento. Essa inclusão permitiu um estudo especialmente interessante a respeito do comportamento dessas vigas quando a rigidez da laje é muito baixa. Nessa situação, o modo de flambagem passa a apresentar uma interação entre a FLT e a FLD, mas que não costuma ser observada para os níveis usuais de restrição impostos pelas lajes em edificações. A formulação obtida pelos autores, a despeito de sua precisão, é de uso extremamente difícil na prática, não possuindo uma solução de forma fechada.

Com o avanço da computação, estudos utilizando diversos resultados obtidos numericamente pelo método dos elementos finitos passaram a se tornar uma contribuição frequente à literatura. Diversos autores (Chen e Wang, 2012; Amaral *et al.*, 2018; Oliveira *et al.* 2016), a partir de séries de resultados numéricos, obtiveram novas formulações ou tentaram calibrar a equação de Roik *et al.* (1990). Mais recentemente, até mesmo estudos utilizando inteligência artificial

para aprender com resultados de elementos finitos a determinar o momento crítico a partir de uma série de parâmetros de entrada foram apresentados na literatura (Tohidi e Sharifi, 2015 e Tohidi e Sharifi, 2016).

Dias *et al.* (2019) e Dias (2018) utilizaram uma metodologia teórico-numérica para a determinação do momento crítico elástico de vigas mistas contínuas sujeitas a momento uniforme. Inicialmente, uma equação foi desenvolvida para a determinação do momento crítico com metodologia bastante similar à proposta por Hanswille *et al.* (1998). Em seguida, alguns fenômenos de difícil tratamento analítico foram avaliados por meio de milhares de modelos numéricos de elementos finitos desenvolvidos no programa computacional ANSYS e sua influência no momento crítico foi introduzida por meio de um coeficiente numericamente calibrado. Os resultados obtidos apontaram para uma falta de precisão das formulações de Roik *et al.* (1990) e Hanswille *et al.* (1998), afetadas pelas diversas simplificações realizadas nas análises dos autores. Observou-se também que foi possível obter uma formulação de uso simples e sem o refino teórico de diversos estudos da literatura, mas que conduziu a resultados excelentes, com desvio médio de resultados obtidos por modelos de elementos finitos inferior a 2,5%. Segundo Dias *et al.* (2019), o momento crítico de flambagem lateral com distorção de vigas mistas contínuas com diagrama de momento fletor uniforme pode ser calculado conforme a equação a seguir:

$$M_{cr} = \frac{\kappa_g}{h_0} \left\{ G_{aJ} + \frac{E_a C_{wd}}{L^2} \left[(n\pi)^2 + \left(\frac{\eta_b}{n\pi} \right)^2 \right] \right\} \quad (2.6)$$

na qual C_{wd} é a constante de empenamento do perfil de aço, calculada com polo no centro da mesa superior do perfil, n é o número de semiondas da deformada e η_b e κ_g são coeficientes calculados segundo as equações a seguir:

$$\kappa_g = \frac{I_x}{I_{ax}} \left(0,31 + 0,59 \times 0,05^{\frac{\bar{y}}{h_0}} \right) \quad (2.7)$$

$$\eta_b = \sqrt{\frac{k_r L^4}{E_a C_{wd}}} \quad (2.8)$$

O número de semiondas n pode ser determinado derivando-se a Equação (2.6) em relação a n e igualando a 0 para obter seu valor mínimo. Assim,

$$\frac{dM_{cr}}{dn} = 0 \rightarrow n_{id} = \frac{\sqrt{\eta_b}}{\pi} \quad (2.9)$$

O número de semiondas n_{id} seria um número ideal, não necessariamente inteiro, que levaria ao menor momento crítico possível. Devido às condições de contorno, contudo, n deve ser um número inteiro, de maneira que o momento crítico deve ser tomado como o mínimo obtido quando calculado para os dois números inteiros de semiondas n_1 e n_2 mais próximos de n_{id} .

A formulação obtida por Dias *et al.* (2019) foi expandida por Oliveira (2018) para que também se tornasse aplicável a vigas mistas contínuas sujeitas a distribuição triangular de momento fletor, a qual pode ser considerada aproximadamente mesmo em diversos casos nos quais o diagrama é, na realidade, parabólico. Segundo Oliveira (2018), o momento crítico de flambagem lateral com distorção pode ser calculado segundo a equação a seguir:

$$M_{cr} = \xi \frac{\kappa_g}{h_0} \left\{ G_{aJ} + \frac{\rho E_a C_{wd}}{L_{neg}^2} \left[(n\pi)^2 + \left(\frac{\eta_b}{n\pi} \right)^2 \right] \right\} \quad (2.10)$$

em que L_{neg} é o comprimento de todo o trecho de momento negativo analisado, podendo abranger mais de um vão, ρ é um coeficiente que vale 1 para diagrama de momento fletor uniforme ou 4 para diagrama triangular e ξ é um coeficiente unitário para diagrama de momento fletor uniforme ou calculado conforme apresentado a seguir para momento fletor triangular:

$$\xi = 2,13 \beta \left(\frac{L_{neg}}{h_0} \right)^{-0,1} \quad (2.11)$$

Nessa equação, β é um coeficiente que leva a em consideração a forma do diagrama de momento fletor, calculado conforme as equações a seguir:

$$\beta = \begin{cases} 1,0 & \text{se } \frac{L_1}{L_{cr}} \geq 1,0 \\ -0,16 \left(\frac{L_1}{L_{cr}} \right) + 1,15 & \text{se } \frac{L_1}{L_{cr}} < 1,0 \end{cases} \quad (2.12)$$

na qual L_1 é o comprimento do menor trecho de momento negativo (vide Figura 2-11) e L_{cr} é o comprimento crítico de meia onda, dado pela equação a seguir:

$$L_{cr} = 2,4 h_0 \left[\frac{b_f^2 t_f (1 - \nu_a^2)}{t_w^3 h_0} \right]^{0,25} \quad (2.13)$$

na qual b_f e t_f são respectivamente a largura e a espessura da alma do perfil, ν_a é o coeficiente de Poisson do aço e t_w é a espessura da alma.

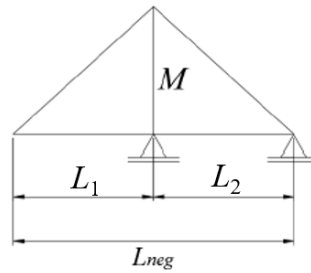


Figura 2-11 - Nomenclatura dos vãos considerados na equação de Oliveira (2018).

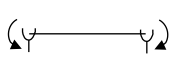
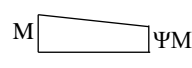
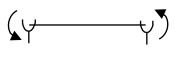
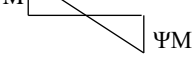
Além disso, para o uso da expressão de Oliveira (2018), deve-se dividir o valor calculado pela Equação (2.8) para o coeficiente η_b pelo coeficiente ρ .

Alternativamente, Nery *et al.* (2021) apresentaram uma proposta de coeficiente de modificação C_{dist} para a consideração de diagrama de momento fletor não uniforme, para diagramas triangulares e trapezoidais, aplicável à equação de Dias *et al.* (2019). Os autores propuseram uma nova tabela com coeficientes, que são então aplicados à equação seguinte para a determinação de C_{dist} :

$$C_{dist} = A + B \times e^{-C \times n_{id}} \quad (2.14)$$

Os coeficientes A, B e C podem ser obtidos a partir da Tabela 2-1. Conservadoramente, pode-se tomar o valor de A como C_{dist} , por se tratar do valor mínimo do coeficiente obtido segundo a equação.

Tabela 2-1 - Parâmetros para determinação do coeficiente C_{dist} . Fonte: Nery et al. (2021).

Condições de carregamento e apoio	Diagrama de momento fletor ¹	Parâmetro					
		Ψ	0,00	0,25	0,50	0,75	1,00
		A	1,19	1,15	1,11	1,06	1,00
		B	0,765	0,495	0,25	0,10	0,00
		C	0,820	0,740	0,650	0,500	0,00
		A	1,19	1,23	1,26	1,30	1,33
		B	0,765	1,02	1,31	1,56	1,82
		C	0,820	0,856	0,872	0,892	0,914

Nota: ¹M é o maior momento negativo solicitante de cálculo, em módulo, no trecho analisado, sendo que valores de Ψ maiores que 1,00 devem ser tomados iguais a 1,00.

Conforme já comentado, o procedimento usual de dimensionamento à FLD de vigas mistas contínuas envolve a redução do momento último da seção transversal devido à instabilidade com base em um coeficiente (denominado χ) que represente as imperfeições iniciais, as tensões residuais, entre outros, calculado a partir de um parâmetro de esbeltez adequado. Nesse caso, o parâmetro de esbeltez é determinado com base no momento crítico elástico de FLD, calculado conforme algum dos procedimentos supracitados. No que tange a essa redução do momento último da seção transversal, alguns estudos são apresentados na literatura que o discutem. Em geral, há nos procedimentos normativos curvas para a determinação do coeficiente de redução já adequadamente validadas e com eficácia confirmada para modos não-distorcionais de flambagem lateral de vigas ou para a compressão. Os procedimentos normativos partem do pressuposto de que essas mesmas curvas permanecem válidas para modos distorcionais de flambagem. De fato, em uma pesquisa recente, Oliveira (2018) propôs uma nova curva para a determinação de χ baseada em séries de resultados de modelos numéricos de elementos finitos. A curva proposta revelou-se bastante próxima à curva adotada para a flambagem lateral com distorção da norma brasileira ABNT NBR 8800:2008, advinda de estudos relativos à compressão, de maneira que a formulação atualmente adotada pela norma brasileira pode ser usada sem perda significativa de precisão dos resultados.

No que tange a resultados experimentais para estudo da FLD, um dos estudos mais recentes foi apresentado por Tong *et al.* (2014) que realizaram ensaios em 8 vigas mistas sujeitas a momento negativo uniforme ou trapezoidal. Os ensaios indicaram uma tendência da FLD de se manifestar mais claramente nas vigas mistas sujeitas a momento uniforme, como já era esperado. Os

ensaios realizados por Tong *et al.* (2014) estão entre os com melhor documentação na literatura e foram utilizados por outros pesquisadores (por exemplo, Zhou e Yan, 2017, Rossi *et al.*, 2020 e Rossi *et al.*, 2021) para validação de modelos numéricos. Neste trabalho, os modelos numéricos desenvolvidos também foram utilizados para simulação de 4 dos ensaios de Tong *et al.* (2014) no intuito de realizar uma validação parcial da modelagem numérica. As vigas B3.0-350-1, B4.2-350-1, B4.2-350-1-C e B4.2-400-1 apresentavam as características geométricas indicadas na Tabela 2-2.

Tabela 2-2 - Características dos modelos experimentais ensaiados por Tong *et al.* (2014).

Ensaio	Vão	d	b_f	t_f	t_w	Espaçamento entre conectores
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
B3.0-350-1	3000	350	125	8	6	220
B4.2-350-1	4200	350	125	8	6	300
B4.2-350-1-C	4200	350	125	8	6	150
B4.2-400-1	4200	400	125	8	6	300

Uma revisão mais detalhada a respeito das pesquisas desenvolvidas quanto à flambagem lateral com distorção é apresentada por Rossi *et al.* (2020b).

2.2.4 Procedimentos Normativos de Dimensionamento

As normas brasileira e europeia (ABNT NBR 8800:2008 e EN 1994-1-1:2004) fornecem procedimentos aproximados para o cálculo do momento resistente de vigas mistas contínuas e semicontínuas, englobando os efeitos da FLD, os quais são descritos de maneira bastante breve nesta subseção. As principais diferenças entre os dois procedimentos são explicitadas. Uma descrição mais detalhada pode ser obtida diretamente nas normas ou em Oliveira (2018). Os procedimentos de dimensionamento considerando a influência da FLD, conforme explicado, passam por cinco etapas:

1. Determinação dos momentos últimos da seção transversal característico e de cálculo (M_{Rk}^- e M_{Rd}^-), considerando a seção transversal fissurada na região de momento negativo, ou seja, considerando que apenas a armadura da laje e o perfil de aço fornecem capacidade resistente ao momento fletor. Para essa determinação, pode ser considerado

- o momento de plastificação da seção transversal ou o de início de escoamento, a depender da norma utilizada e da esbeltez da seção transversal analisada;
2. Determinação do momento crítico elástico de FLD (M_{cr}) conforme algum dos procedimentos previamente citados;
 3. Determinação do índice de esbeltez reduzida da viga, λ_{dist} dado por:

$$\lambda_{dist} = \sqrt{\frac{M_{Rk}^-}{M_{cr}}} \quad (2.15)$$

4. A partir do índice de esbeltez, determina-se o fator de redução χ_{dist} associado à FLD;
5. Determina-se o momento resistente de cálculo na região de momento negativo ($M_{dist,Rd}^-$) conforme a expressão:

$$M_{dist,Rd}^- = \chi_{dist} M_{Rd}^- \quad (2.16)$$

A primeira etapa, que consiste na determinação do momento último da seção transversal é marcada por uma pequena diferença entre as normas brasileira e europeia. As prescrições do EN 1994-1-1:2004 são aplicáveis aos perfis cuja alma pertença às classes 1, 2 ou 3, ou seja, perfis que não sofrem flambagem local em regime elástico (os procedimentos para essa classificação são apresentados em detalhes no EN 1993-1-1:2005 e não serão reproduzidos neste texto). Para perfis de classes 1 e 2 (plástica e compacta), o valor de M_{Rk}^- (e de M_{Rd}^-) é determinado por meio de análise plástica da seção, isto é, o momento correspondente à plastificação total da seção transversal. Para os perfis de classe 3, devido à flambagem local, deve-se determinar esse valor por meio de análise elástica, em outras palavras, M_{Rk}^- é o momento fletor correspondente ao início do escoamento do perfil de aço. As propostas mais recentes de revisão do EN 1993-1-1:2005 preveem uma transição do momento de plastificação para o de início de escoamento à medida que a esbeltez cresce na classe 3, evitando variações acentuadas do momento resistente com uma pequena variação da esbeltez local. A norma brasileira, por sua vez, prescreve que o perfil seja compacto, o que pode ser garantido pela adoção dos seguintes limites:

$$\frac{h_p}{t_w} = 3,76 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}} \quad (2.17)$$

$$\frac{b_f}{t_f} = 0,38 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}} \quad (2.18)$$

Nessas equações, h_p é o dobro da altura comprimida da alma, descontando-se os raios de concordância e b_f é a largura da mesa comprimida.

Diante dessas limitações de seção transversal, na norma brasileira, M_{Rk}^- é sempre determinado por meio de uma análise plástica e corresponde ao momento de plastificação total da seção transversal.

Para a segunda etapa, a ABNT NBR 8800:2008 fornece a equação de Roik *et al.* (1990) para a determinação do momento crítico de FLD, além de prescrições a respeito da adoção do mecanismo U invertido e fórmulas para a determinação da rigidez rotacional da laje e da alma do perfil, assim como para a rigidez rotacional da viga mista k_r . A norma europeia, por sua vez, não fornece a equação de Roik *et al.* (1990), mas recomenda que a análise seja feita por meio do mecanismo U invertido, considerando-se uma mola com rigidez k_r (calculada com as mesmas equações da norma brasileira) para a representação da flexão da laje e da distorção. Em outras palavras, apesar de não fornecer diretamente a equação de Roik *et al.* (1990), a norma prescreve as mesmas considerações e simplificações adotadas por esses autores para cálculo do momento crítico. Cabe aqui ressaltar que a versão anterior da norma europeia (ENV 1994-1-1:1991) fornecia a equação de Roik *et al.* (1990), mas essa equação foi removida na versão mais atual da norma, assim como foram diversas outras equações de forças ou momentos críticos.

Com a determinação do momento crítico e do momento último da seção transversal, pode-se obter o índice de esbeltez reduzida conforme a Equação (2.15), o qual é em seguida utilizado na determinação de χ_{dist} . O valor desse coeficiente também é calculado de maneira diferente segundo as duas normas. Segundo o EN 1994-1-1:2004, χ_{dist} pode ser calculado segundo as equações fornecidas para flambagem lateral com torção no EN 1993-1-1:2005. Nessa norma, são apresentadas 4 curvas diferentes, denominadas *a*, *b*, *c* e *d*. A seleção da curva correta é

determinada de acordo com o modo de fabricação do perfil (soldado ou laminado), as dimensões da seção transversal e o tipo de aço. Na norma brasileira, essa curva é aproveitada da compressão axial e é única. As curvas do EN 1993-1-1:2005 e da ABNT NBR 8800:2008 são apresentadas graficamente na Figura 2-12.

Finalmente, a partir do fator de redução χ_{dist} e do momento último da seção transversal M_{Rd}^- , pode-se determinar o momento resistente da viga mista na região de momento negativo, calculado conforme a Equação (2.16).

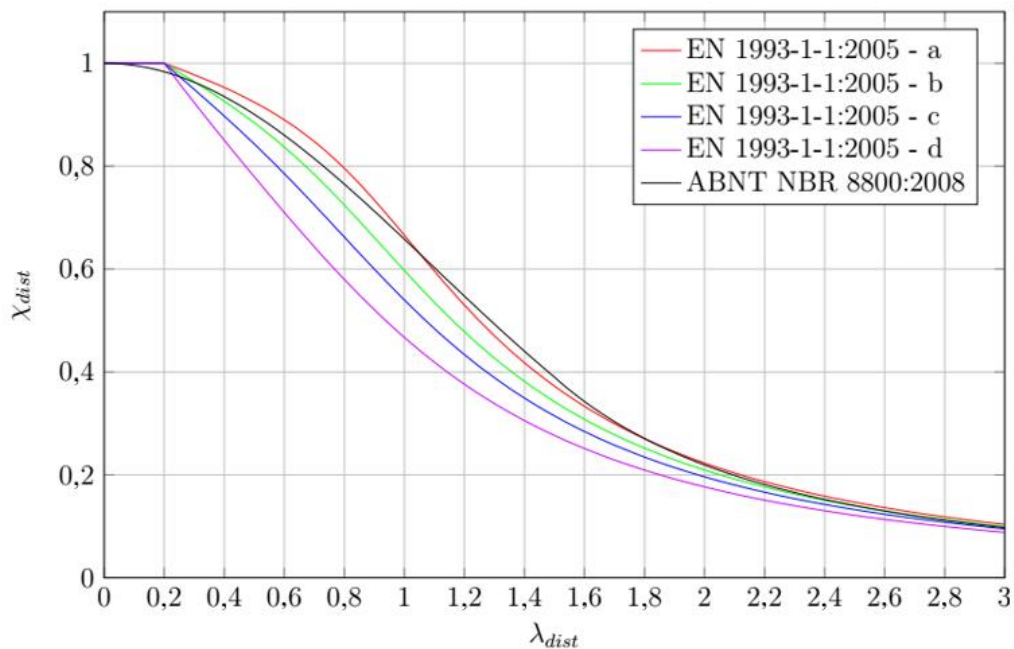


Figura 2-12 - Curvas de redução da capacidade resistente ao momento fletor devido à FLD.

2.3 Generalidades Quanto ao Incêndio

2.3.1 Considerações Iniciais

Nos últimos anos, atividades crescentes têm sido observadas no tocante ao estudo do comportamento de estruturas em situação de incêndio. Até pouco tempo atrás, considerava-se que as estruturas de aço sempre necessitavam de proteção contra o incêndio e determinava-se uma espessura de revestimento capaz de impedir a elevação excessiva da temperatura, tabelada a partir de séries de ensaios de resistência ao incêndio-padrão. Essa abordagem é conhecida como prescritiva. A validade e a economia desse tipo de procedimento têm sido questionadas ao longo das últimas décadas, levando a procedimentos novos e mais eficientes, que compõem

a chamada abordagem com base em desempenho. De maneira simplificada, enquanto na abordagem prescritiva busca-se limitar a temperatura do aço em uma condição de incêndio-padrão, acreditando-se que, abaixo da temperatura crítica a estrutura é segura e ao se atingir esse valor, ela passa a ser insegura, na abordagem com base em desempenho, o tipo de fogo ao qual a estrutura está sujeita, as consequências da exposição ao fogo, as condições de carregamento, a importância dos diversos elementos estruturais e sua interação são alguns dos diversos fenômenos considerados na determinação da segurança estrutural (Wang, 2002). Nessa abordagem, a temperatura do aço é apenas mais uma das variáveis que possuem influência no problema. Obviamente, o uso da abordagem baseada em desempenho é muito mais complexo e demanda maior experiência do projetista que de uma abordagem prescritiva, mas as vantagens dessa metodologia são enormes, uma vez que se tem uma previsão muito mais realista do comportamento do elemento estrutural analisado.

Uma descrição diferente da abordagem baseada em desempenho é apresentada pelo EN 1991-1-2:2002, que indica que as diferenças entre as abordagens prescritiva e baseada em desempenho são relativas à determinação das ações térmicas. Na abordagem prescritiva, as ações térmicas são definidas com base em uma curva nominal de incêndio, ao passo que nas abordagens baseadas em desempenho as ações térmicas são obtidas com base em parâmetros físicos e químicos. A Figura 2-13 ilustra as possibilidades de dimensionamento de estruturas segundo essas duas abordagens.

No presente trabalho, busca-se descrever um modelo simplificado de cálculo para a determinação da capacidade de vigas mistas sujeitas à FLD em situação de incêndio. Nesse sentido, é importante que, antes de se proceder ao estudo, uma discussão inicial seja feita discutindo sobre as principais particularidades que diferenciam o estudo das estruturas em situação de incêndio e em temperatura ambiente.

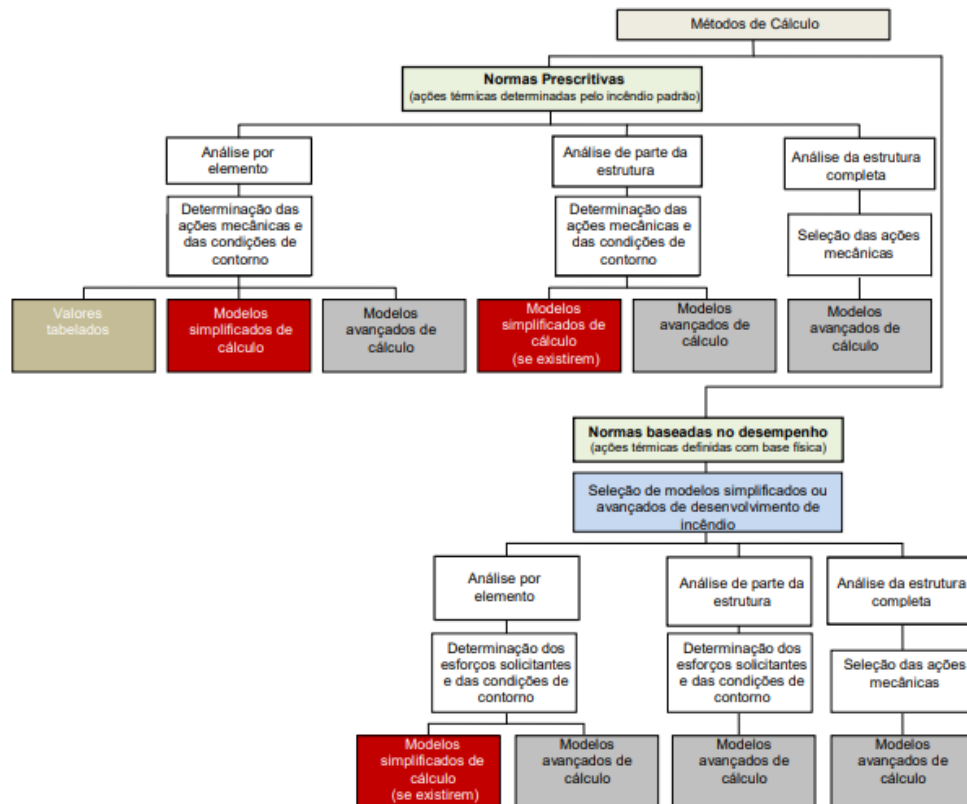


Figura 2-13 - Alternativas de procedimentos de cálculo segundo o EN 1191-1-2:2002. Fonte: Camargo (2019)

Pode-se entender que as consequências do incêndio, no que tange ao comportamento estrutural, são todas relacionadas diretamente à elevação de temperatura dos elementos que compõem a edificação. Na prática, ao se pensar nos efeitos do incêndio, é importante que uma série de fatores (como, por exemplo, a exposição dos ocupantes a gases nocivos) seja considerada para que se faça um estudo adequado a respeito da segurança da edificação como um todo em situação de incêndio. No entanto, no que tange à estrutura, pode-se considerar que apenas as temperaturas que alcançam os elementos estruturais são suficientes para a determinação da segurança.

A elevação das temperaturas dos elementos leva a duas principais consequências no comportamento da estrutura. Em primeiro lugar, há uma severa degradação das propriedades mecânicas (tanto de rigidez quanto de resistência) para altas temperatura. Além das consequências óbvias dessa degradação, observam-se deslocamentos excessivos, os quais conduzem a efeitos de segunda ordem que podem ser bastante relevantes. Em segundo lugar,

deformações térmicas ocorrem e, se restritas, levam a uma mudança das solicitações do elemento estrutural.

Diante desses fenômenos, é importante que se descreva inicialmente como evoluem as temperaturas nos compartimentos incendiados e nos elementos estruturais. Além disso, é relevante quantificar a influência da elevação das temperaturas na degradação das propriedades mecânicas dos materiais. Por fim, os efeitos causados pelas deformações térmicas restritas e pelos deslocamentos excessivos devem ser descritos. Essas informações serão apresentadas em mais detalhes nas subseções a seguir.

2.3.2 Elevação da temperatura dos elementos estruturais em situação de incêndio

Com a queima dos materiais da edificação, a temperatura dos gases em seu interior se eleva. A temperatura dos gases por sua vez leva ao aquecimento dos elementos estruturais por meio dos mecanismos de transferência de calor. Há três mecanismos básicos de transferência de calor: condução, convecção e radiação. O primeiro, condução, é caracterizado pela transferência de energia em nível molecular nos sólidos, gerada pelo contato entre as moléculas, sem movimento macroscópico do sólido ou de porções dele. O segundo, convecção, é o mecanismo de transferência de calor entre um fluido e um sólido, resultante do escoamento do fluido pela superfície do sólido. Esse escoamento pode ser livre, causado apenas pelos gradientes de temperatura no fluido (que resultam em um gradiente de densidade), resultando na chamada convecção livre ou causado por um agente externo, resultando em uma convecção dita forçada. O terceiro modo de transferência de calor, radiação, é caracterizado pela transferência de energia por meio de ondas eletromagnéticas, as quais podem ser absorvidas ou refletidas pelas superfícies e que, diferentemente da condução e da convecção, não precisam de um meio material para a sua transferência. Apesar de sua enorme importância no incêndio, esses fenômenos de transferência de calor não serão apresentados em detalhes, uma vez que essa seria uma discussão excessivamente extensa e pode ser obtida de maneira mais adequada em outras fontes bibliográficas apropriadas, como por exemplo Ribeiro (2009) e Holman (2010).

Em situação de incêndio, os mecanismos de convecção e radiação são os responsáveis por aquecer as superfícies dos elementos estruturais, transferindo calor dos gases quentes do compartimento para os componentes da estrutura. Internamente a cada um desses componentes, a transferência se dá por condução.

Uma vez que são os gases do compartimento que aquecem a estrutura, é de suma importância que se determine a elevação da temperatura desses gases para que se realize um estudo apropriado do comportamento estrutural em incêndio. Uma primeira fonte de incerteza no estudo das estruturas em incêndio surge dessa determinação. Sendo o incêndio um evento descontrolado que pode ocorrer em diversos ambientes e com diversos graus de severidade, é extremamente difícil prever com precisão como se eleva a temperatura dos gases em incêndio. Em compartimentos, de maneira geral, a evolução do incêndio se dá conforme apresentado a seguir.

Inicialmente, a combustão está restrita a uma pequena região próxima à fonte de ignição, com baixas temperaturas dos gases, porém com grande quantidade de fumaça e subprodutos tóxicos, além de visibilidade reduzida. A temperatura em si nesse estágio é de pequena importância, uma vez que é baixa, sendo os gases tóxicos e a baixa visibilidade as principais fontes de risco aos ocupantes. Sendo a temperatura baixa, é pouco provável que haja qualquer dano à integridade estrutural nesse início. Caso o fogo não seja extinto nessa etapa inicial, ele cresce. Nesse crescimento inicial, o incêndio é localizado e a distribuição das temperaturas no compartimento é extremamente não uniforme. Pode ocorrer nessas situações de o fogo não conseguir se difundir devido à dificuldade de iniciar a ignição de outros objetos do compartimento ou à ausência de ar. No projeto de estruturas contra o incêndio, pressupõe-se que essa fase é superada e o fogo se propaga por todo o compartimento, com quantidades suficientes de ar para auxiliar o seu crescimento (Wang, 2002). Durante o crescimento, gases quentes são liberados da carga de incêndio e, devido às correntes convectivas, sobem em direção ao teto. A quantidade de material em combustão cresce de maneira acelerada, até compreender a superfície de todos os objetos combustíveis do compartimento.

Nesse ponto, quando todos os materiais combustíveis estão envolvidos em fogo, ocorre o chamado *flashover*, a inflamação generalizada. Após o *flashover*, as temperaturas começam a crescer de maneira extremamente rápida, com queima constante. Uma vez que todos os materiais combustíveis estão em chamas, a taxa de queima passa a depender da quantidade disponível de oxigênio no compartimento. Em outras palavras, o incêndio passa a ser controlado pela ventilação. Nesse estágio, quebras de janelas, por exemplo, podem resultar em lufadas de ar que aumentam a taxa de combustão e a temperatura do compartimento.

Após alguns instantes de combustão constante, a maior parte dos materiais será consumida e a taxa de queima começará a diminuir, entrando o incêndio em um estágio de decaimento. O incêndio eventualmente se encerrará, caso não seja combatido, quando toda a carga de incêndio tiver sido consumida. A Figura 2-14 apresenta uma curva representativa da evolução da temperatura dos gases ao longo do incêndio.

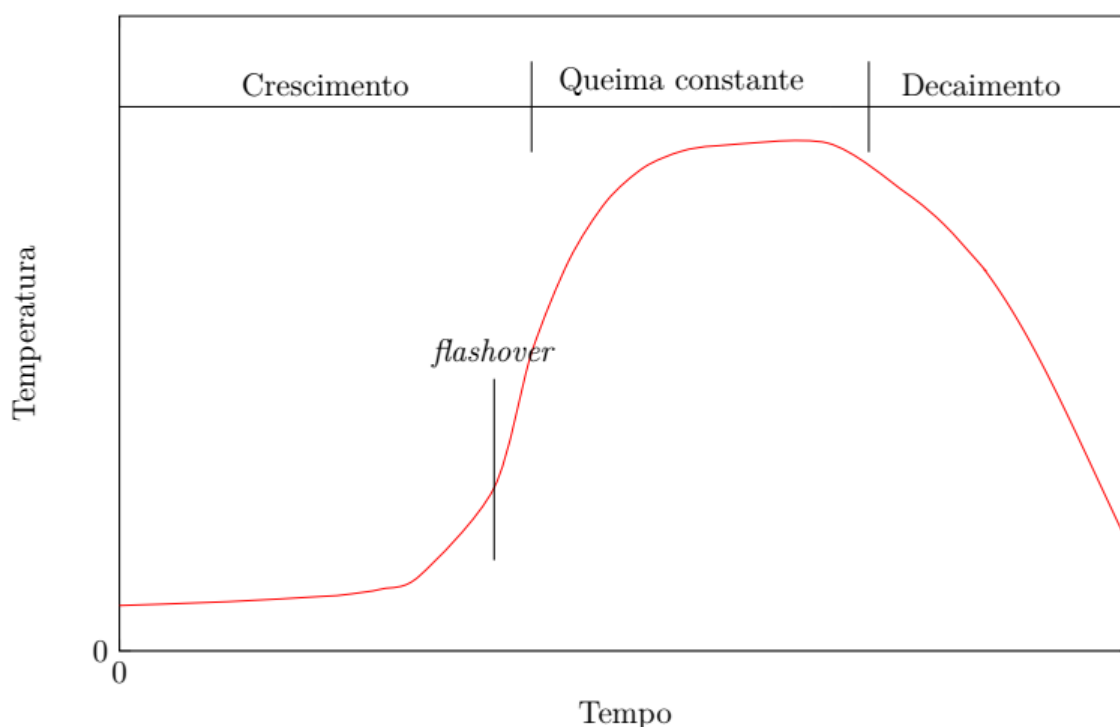


Figura 2-14 - Representação da evolução da temperatura em um incêndio.

Uma modelagem matemática precisa de curvas como a da figura anterior é extremamente complexa e não será abordada neste trabalho, mas há diversos procedimentos simplificados na literatura para a determinação dessas curvas. Em geral, é de interesse no estudo das estruturas apenas o comportamento pós-*flashover* do incêndio, uma vez que nele ocorrem as elevações mais severas de temperatura dos gases. Havendo informações suficientes para descrever a carga de incêndio e as perdas de energia no processo, é possível prever de maneira razoavelmente precisa como evoluem as temperaturas em compartimentos incendiados. Mais informações sobre essa evolução podem ser obtidas em Wang (2002). Em geral, contudo, mesmo essas informações são escassas, de maneira que relações aproximadas para a determinação das curvas de temperatura vs. tempo são frequentemente observadas na literatura e em procedimentos normativos. A norma europeia EN 1991-1-2 (2000) fornece equações para a determinação da evolução de temperaturas em compartimentos incendiados a partir de fatores relativos à taxa de

ventilação, às aberturas, à densidade de material combustível no compartimento e à área do compartimento. A essas equações, chamam-se curvas paramétricas de incêndio. Segundo o EN 1991-1-2 (2000), a evolução da temperatura em incêndio pode ser dada pela seguinte equação:

$$T_{fi} = 1325 (1 - 0,324 e^{-0,2t^*} - 0,204e^{-1,7t^*} - 0,472e^{-19t^*}) \quad (2.19)$$

na qual

$$t^* = t \Gamma \quad (2.20)$$

em que T_{fi} é a temperatura dos gases em graus Celsius, t^* é um parâmetro modificado de tempo (em horas), e Γ é um parâmetro adimensional, dependente do fator de ventilação (O) e das propriedades do material que reveste o compartimento.

A curva paramétrica é crescente até um determinado instante denominado t_a^* , dado por:

$$t_a^* = 0,00013 \frac{q_{t,d} \Gamma}{O} \quad (2.21)$$

em que $q_{t,d}$ é a densidade de carga de incêndio, representativa da quantidade de material combustível no compartimento e calculada com base em tabelas pré-definidas para cada tipo de material.

Após o tempo t_a^* , considera-se um trecho descendente correspondente ao resfriamento, o qual pode ser dado de acordo com as equações:

$$T_{fi} = \begin{cases} T_{fi,max} - 625(t^* - t_a^*) & \text{se } t_a^* \leq 0,5; \\ T_{fi,max} - 250(3 - t_a^*)(t^* - t_a^*) & \text{se } 0,5 < t_a^* < 2,0; \\ T_{fi,max} - 250(t^* - t_a^*) & \text{se } t_a^* \geq 2,0 \end{cases} \quad (2.22)$$

em que $T_{fi,max}$ é a temperatura máxima do incêndio, obtida ao substituir (2.21) em (2.20). Essas equações são aplicáveis a compartimentos de no máximo 500 m² com altura máxima de 4m, considerando-se que toda a carga de incêndio é consumida.

As curvas paramétricas representam de maneira razoavelmente realista um incêndio em um compartimento e com pequeno nível de dificuldade para seu uso. Apesar disso e da busca por uma metodologia baseada em desempenho, ainda é muito comum que se procure em projeto dimensionar a estrutura para suportar um tempo pré-definido em um chamado incêndio-padrão. Nesse caso, a curva mais comumente adotada é a apresentada na ISO 834, dada por:

$$T_{fi} = T_a + 345 \log(8t + 1) \quad (2.23)$$

em que T_a é a temperatura ambiente em graus Celsius e t é o tempo decorrido de incêndio em minutos. Essa curva é válida para incêndios à base de materiais celulósicos. Para incêndios com hidrocarbonetos (que ocorrem por exemplo em estruturas *offshore*) a curva de incêndio possui um crescimento mais acelerado. Essa curva não será abordada neste trabalho.

Apesar da menor precisão da curva de incêndio-padrão para representar uma evolução real de temperatura, ela já possui um histórico longo e o fato de ser raro que estruturas projetadas adequadamente para esse incêndio falhem é um indicativo de que é seguro que ela seja utilizada. Além disso, por ser uma curva única para a qual uma extensa gama de ensaios já foi realizada tem-se uma maior simplicidade e facilidade de uso, além de permitir uma padronização em nível internacional na realização de ensaios e interpretação de seus resultados.

2.3.3 Propriedades Térmicas e Mecânicas dos Materiais em Temperatura Elevada

Além da já discutida degradação das propriedades mecânicas dos materiais com a elevação da temperatura, suas propriedades térmicas também variam. Há também um alongamento induzido pelo aumento da temperatura. Neste trabalho, os materiais de maior interesse são o aço e o concreto, de maneira que as propriedades de cada um desses dois materiais com a variação da temperatura serão apresentadas nesta subseção. Esses valores serão apresentados conforme determinado pelo EN 1994-1-2:2005, de maneira bastante resumida (a ABNT NBR 14323:2013 utiliza esses mesmos valores). Mais informações podem ser obtidas em uma consulta à referida norma;

Primeiramente, quanto às propriedades mecânicas do aço, observa-se a redução da resistência ao escoamento ($f_{ay,\theta}$), do limite de proporcionalidade da curva tensão-deformação (σ_p) e do módulo de elasticidade longitudinal ($E_{a,\theta}$). O trecho entre a tensão de proporcionalidade e a

resistência ao escoamento é dado por uma curva, cujas forma é definida por equações apresentadas no EN 1994-1-2:2005. Os fatores de reduções de tais propriedades em função da temperatura ($k_{E,\theta}$, $k_{y,\theta}$ e $k_{p,\theta}$) são apresentados na Tabela 2-3.

Tabela 2-3 - Variação das propriedades mecânicas do aço com o aumento da temperatura. Fonte: EN 1994-1-2:2005.

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

Graficamente, esses dados podem ser visualizados na Figura 2-15, onde se observa que a redução do módulo de elasticidade se dá de maneira mais brusca que a da resistência ao escoamento. Em outras palavras, a rigidez se degrada mais rapidamente que a resistência, motivo pelo qual é comum que se observe uma maior influência dos fenômenos de instabilidade em estruturas de aço sujeitas ao incêndio quando comparadas às mesmas em temperatura ambiente.

Os aços das armaduras possuem uma variação similar das propriedades mecânicas, porém são ligeiramente mais afetados pelo aumento da temperatura, de maneira que seus fatores de redução são diferentes, conforme apresentado na Tabela 2-4.

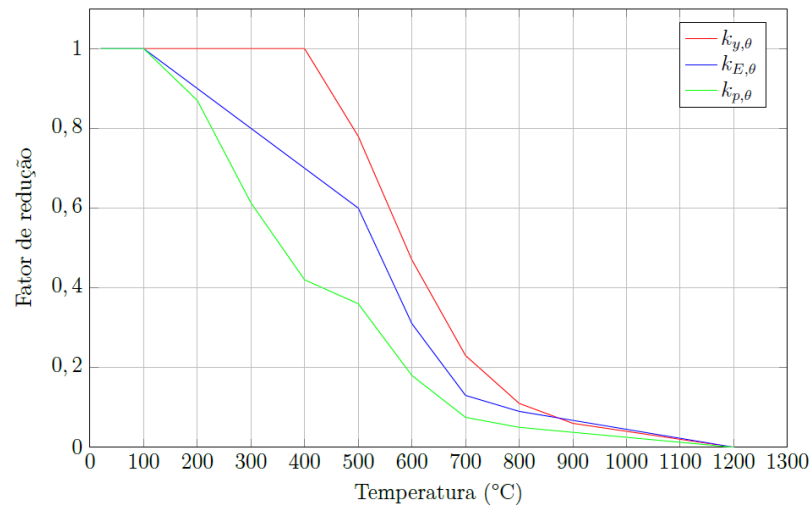


Figura 2-15 - Variação das propriedades mecânicas do aço com o aumento da temperatura. Fonte: EN 1994-1-2:2005.

Os dois tipos de aço mencionados possuem o mesmo alongamento térmico ($\Delta l/l$), dado por:

$$\Delta l/l = \begin{cases} -2,416 \times 10^{-4} + 1,2 \times 10^{-5}\theta_a + 0,4 \times 10^{-8}\theta_a^2 & \text{se } 20^\circ\text{C} < \theta_a \leq 750^\circ\text{C}; \\ 11 \times 10^{-3} & \text{se } 750^\circ\text{C} < \theta_a \leq 860^\circ\text{C}; \\ -6,2 \times 10^{-3} + 2 \times 10^{-5}\theta_a & \text{se } 860^\circ\text{C} < \theta_a \leq 1200^\circ\text{C} \end{cases} \quad (2.24)$$

em que Δl é o aumento do comprimento, l é o comprimento inicial e θ_a é a temperatura do aço.

Os dois materiais também compartilham as mesmas propriedades térmicas. O calor específico (c_a) e a condutividade térmica (λ_a) podem ser dados segundo as equações a seguir:

$$c_a = 425 + 7,73 \cdot 10^{-1}\theta_a - 1,69 \cdot 10^{-3}\theta_a^2 + 2,22 \cdot 10^{-6}\theta_a^3 \text{ se } 20^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 600^\circ\text{C} \quad (2.25)$$

$$c_a = 666 - \frac{13002}{\theta_a - 738} \text{ se } 600^\circ\text{C} < \theta_a \leq 735^\circ\text{C} \quad (2.26)$$

$$c_a = 545 + \frac{17820}{\theta_a - 731} \text{ se } 735^\circ\text{C} < \theta_a \leq 900^\circ\text{C} \quad (2.27)$$

$$c_a = 650 \text{ se } 900^\circ\text{C} < \theta_a \leq 1200^\circ\text{C} \quad (2.28)$$

em que c_a é dado em J/kgK .

$$\lambda_a = 54 - 3,33 \cdot 10^{-2} \theta_a \text{ se } 20^\circ C \leq \theta_a \leq 800^\circ C \quad (2.29)$$

$$\lambda_a = 27,3 \text{ se } 800^\circ C < \theta_a \leq 1200^\circ C \quad (2.30)$$

em que λ_a é dado em W/mK .

Tabela 2-4 - Variação das propriedades mecânicas do aço de armaduras com o aumento da temperatura. Fonte: EN 1994-1-2:2005.

Temperatura do aço ($^\circ C$)	$k_{E,\theta} = \frac{E_{s,\theta}}{E_s}$	$k_{y,\theta} = \frac{f_{sy,\theta}}{f_{sy}}$
20	1,00	1,00
100	1,00	1,00
200	0,87	1,00
300	0,72	1,00
400	0,56	0,94
500	0,40	0,67
600	0,24	0,40
700	0,08	0,12
800	0,06	0,11
900	0,05	0,08
1000	0,03	0,05
1100	0,02	0,03
1200	0	0

De maneira similar ao que se faz para o aço, o EN 1994-1-2:2005 também apresenta formulações para descrever as propriedades térmicas e mecânicas do concreto com a variação de temperatura. Nesse caso, é importante destacar que são fornecidas na norma informações para concretos de densidade normal e de baixa densidade, as quais são consideravelmente diferentes. Neste trabalho, apresentam-se somente as propriedades do concreto de densidade

normal, uma vez que ele será de maior interesse para os casos estudados. No caso do concreto, a norma europeia fornece diretamente as curvas de tensão versus deformação do material para temperaturas até 1200 °C. A lei tensão-deformação do concreto pode ser dada segundo a equação a seguir:

$$\sigma_{c,\theta} = f_{c,\theta} \left\{ 3 \left(\frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{cu,\theta}} \right) / \left[2 + \left(\frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{cu,\theta}} \right)^3 \right] \right\} \quad (2.31)$$

na qual $f_{c,\theta}$ é a resistência à compressão na temperatura θ (a qual pode ser calculada a partir do fator $k_{c,\theta} = f_{c,\theta}/f_c$), $\varepsilon_{cu,\theta}$ é a deformação correspondente ao ponto de tensão máxima do concreto e $\sigma_{c,\theta}$ e $\varepsilon_{c,\theta}$ são a tensão e a deformação do concreto na temperatura θ . Os valores de $k_{c,\theta}$ e $\varepsilon_{cu,\theta}$ para o concreto de densidade normal são apresentados na Tabela 2-5.

Tabela 2-5 - Variação das propriedades do mecânicas concreto com o aumento da temperatura. 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	2,5
100	1	4,0
200	0,95	5,5
300	0,85	7,0
400	0,75	10,0
500	0,60	15,0
600	0,45	25,0
700	0,30	25,0
800	0,15	25,0
900	0,08	25,0
1000	0,04	25,0
1100	0,01	25,0
1200	0	-

A Figura 2-16 apresenta, apenas para fim de ilustração, as curvas de tensão vs. deformação para um concreto com f_{ck} de 30 MPa às temperaturas de 20, 200 e 400 °C. Vale observar que o ramo descendente das curvas não é usado normalmente nos procedimentos de cálculo, mas a norma prescreve que ele pode ser adotado em análises numéricas, não devendo seguir obrigatoriamente a forma apresentada no gráfico e podendo, inclusive, ser representado por um trecho linear.

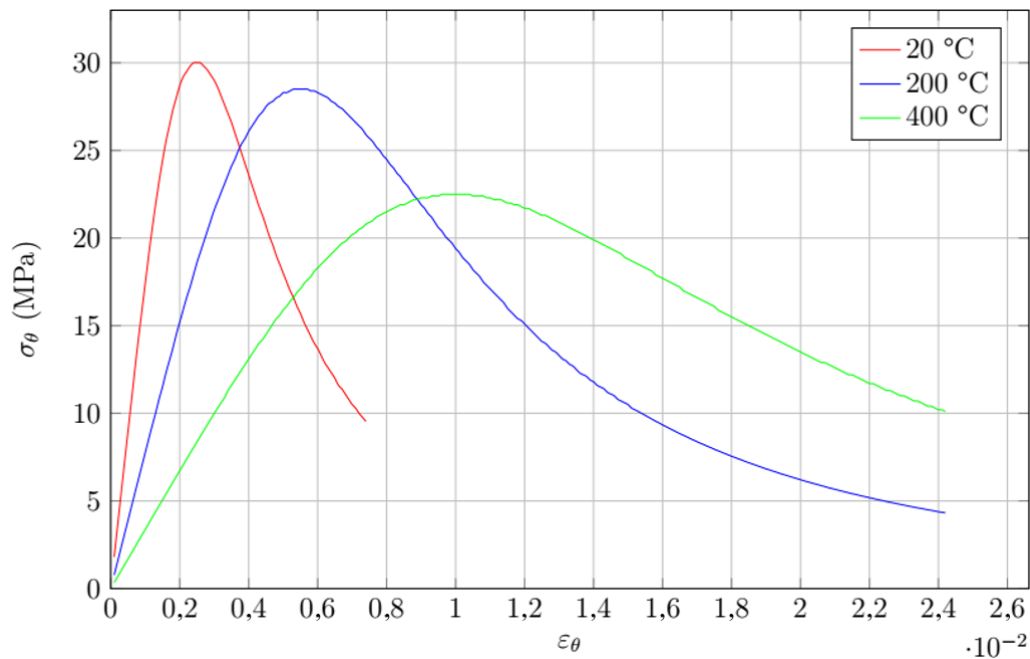


Figura 2-16 - Curvas tensão vs. deformação do concreto com $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ nas temperaturas de 20, 200 e 400°C. Fonte: EN 1994-1-2:2005.

A resistência do concreto à tração não deve, em geral, ser levada em conta, mas segundo a norma europeia, pode-se considerar que ela decai linearmente a partir dos 100°C até se anular em 600°C.

Quanto às propriedades térmicas do concreto, elas variam em função do tipo de agregado, do teor de umidade do concreto, entre outros fatores. Para concretos secos, com agregados silicosos, tem-se, para o alongamento térmico ($\Delta l/l$) e o calor específico (c_c) as expressões:

$$\Delta l/l = \begin{cases} -1,8 \cdot 10^{-4} + 9 \cdot 10^{-6} \theta_c + 2,3 \cdot 10^{-11} \theta_c^3 & \text{para } 20 \text{ } ^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 700 \text{ } ^\circ\text{C} \\ 14 \cdot 10^{-3} & \text{para } 700 \text{ } ^\circ\text{C} < \theta_c \leq 1200 \text{ } ^\circ\text{C} \end{cases} \quad (2.32)$$

$$c_c = 900 \text{ se } 20 \text{ } ^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 100 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (2.33)$$

$$c_c = 900 + (\theta_c - 100) \text{ se } 100 \text{ }^\circ\text{C} < \theta_c \leq 200 \text{ }^\circ\text{C} \quad (2.34)$$

$$c_c = 1000 + (\theta_c - 200)/2 \text{ se } 200 \text{ }^\circ\text{C} < \theta_c \leq 400 \text{ }^\circ\text{C} \quad (2.35)$$

$$c_c = 1100 \text{ se } 400 \text{ }^\circ\text{C} < \theta_c \leq 1200 \text{ }^\circ\text{C} \quad (2.36)$$

nas quais θ_c é a temperatura do concreto.

A condutividade do concreto (λ_c) pode ser adotada entre limites superior e inferior, dados respectivamente por:

$$\lambda_c = 2 - 0,2451 \left(\frac{\theta_c}{100} \right) + 0,0107 \left(\frac{\theta_c}{100} \right)^2 \quad (2.37)$$

$$\lambda_c = 1,36 - 0,136 \left(\frac{\theta_c}{100} \right) + 0,0057 \left(\frac{\theta_c}{100} \right)^2 \quad (2.38)$$

2.3.4 Comportamento das Vigas e Sistemas de Pisos em Situação de Incêndio

De maneira bastante resumida, a elevação da temperatura possui dois efeitos principais nas estruturas, que muito influenciam seu comportamento: a degradação das propriedades mecânicas dos materiais e o alongamento decorrente da dilatação. A deterioração da rigidez e da resistência leva, obviamente, a uma perda de capacidade resistente e a um aumento dos deslocamentos em temperatura elevada. Esse aumento de deslocamentos pode conduzir a efeitos de segunda ordem expressivos e, em alguns casos, inclusive benéficos à estrutura como um todo. Quanto às deformações induzidas pelo aumento de temperatura, uma influência considerável no comportamento estrutural pode ser observada quando há restrição aos deslocamentos. Cada elemento estrutural (vigas, pilares, lajes etc.) responde de maneira diferente aos efeitos do aquecimento. Nesta subseção, descreve-se de maneira genérica e resumida o comportamento das vigas e sistemas de pisos em incêndio. O comportamento dos pilares não será abordado.

Para uma discussão inicial, é interessante que se considere uma viga de aço simplesmente apoiada, isto é, na qual não se tem restrição rotacional ou longitudinal nas extremidades. Considerando-se que haja restrição ao deslocamento lateral (não ocorre FLT) e que haja uma

distribuição linear de temperatura ao longo da altura da seção, estando a face inferior mais aquecida, tem-se o seguinte comportamento:

1. O maior aquecimento da face inferior faz com que surja uma curvatura na viga, que se desloca para baixo, conforme a Figura 2-17;

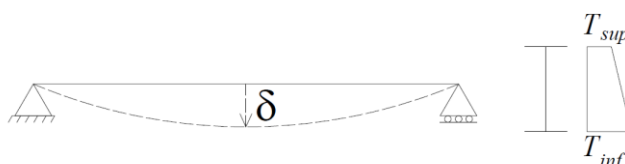


Figura 2-17 - Flecha causada na viga pelo gradiente de temperaturas.

2. Nos estágios iniciais de aquecimento, quando a temperatura do aço está abaixo de aproximadamente 500 °C, boa parte do deslocamento total da viga é causado pelo gradiente de temperaturas entre as faces da viga. O acréscimo de deformações mecânicas devido à degradação dos materiais é pequeno;
3. À medida que a viga se aquece, o gradiente de temperaturas se estabiliza e o acréscimo de deslocamentos passa a ser devido à redução da rigidez do aço em temperatura elevada;
4. Após certo tempo, a temperatura se torna tão elevada que o carregamento aplicado não pode mais ser suportado pela capacidade resistente reduzida ao momento fletor da viga. O deslocamento, nesse instante, passa a crescer muito rapidamente, caracterizando o colapso da viga.

Esse comportamento, ilustrado para uma viga de aço isolada, porém restrita lateralmente, é governado pela capacidade resistente da viga ao momento fletor. Caso a restrição ao deslocamento lateral não exista, a viga pode sofrer FLT e seu comportamento será regido pela redução de rigidez. Com o aquecimento, a degradação do módulo de elasticidade do aço torna a viga mais suscetível à FLT, o que pode reduzir sensivelmente sua capacidade resistente à flexão.

A redução da capacidade resistente das vigas sem restrição devido à FLT é severa e estudos numéricos realizados por Bailey *et al.* (1996) compreendendo diversas seções transversais e vãos com diferentes condições de carregamento apontaram falha por FLT em todos os casos

analisados. A norma europeia adota um procedimento similar ao utilizado em temperatura ambiente para a avaliação dos efeitos da FLT em incêndio, porém com uma curva de redução mais severa. Essa curva considera que há redução da resistência devido à FLT para qualquer valor de esbeltez (em temperatura ambiente, vigas com esbeltez inferior a 0,2 não sofrem redução). Após a última revisão da norma europeia, outros trabalhos, indicando o conservadorismo do procedimento normativo, já propuseram novas metodologias de cálculo para verificação da FLT de vigas de aço em incêndio (por exemplo, Vila Real *et al.*, 2004 e Couto *et al.*, 2016).

Segundo Wang (2002), o comportamento quanto aos deslocamentos de uma viga biapoiada em incêndio é ditado por dois fatores:

1. As deflexões mecânicas que crescem com o aumento da temperatura devido à redução da rigidez do aço;
2. As deflexões térmicas de flexão que dependem do gradiente de temperaturas na seção transversal.

Esse segundo fator tem pouca influência nos estágios finais de carregamento, sendo o primeiro governante.

Em geral, a descrição dada anteriormente para uma viga isolada não condiz com o comportamento das vigas dentro do sistema estrutural como um todo. A viga normalmente é restrita longitudinalmente, rotacionalmente, ou ambos. Nesse caso, alguns estágios podem ser observados em seu comportamento em incêndio:

1. Quando há restrição rotacional e gradiente de temperaturas nas faces da viga, os impedimentos de rotações resultam em momentos fletores negativos nas extremidades;
2. Quando há restrição longitudinal, uma força compressiva passa a atuar na viga, contendo sua expansão;
3. Caso os momentos negativos e/ou a força de compressão sejam elevados, as tensões compressivas podem resultar em flambagem local nas extremidades;
4. Com a flambagem local, a rigidez axial da viga se reduz e, conseqüentemente, reduz-se a força compressiva atuante. Ocorre um aumento da flecha da viga, acompanhado de

- um deslocamento longitudinal que tenderia a reduzir a distância entre os apoios (encurtamento da viga), em um processo gradual;
5. Quando a flecha se torna muito alta, a tendência de encurtamento da viga supera a expansão térmica. Conseqüentemente, uma força de tração se desenvolve, e a viga passa a trabalhar sob a ação de catenária;
 6. A capacidade resistente ao momento fletor se torna insuficiente, contudo, a ação de catenária faz com que a viga ainda seja capaz de suportar as ações que a solicitam;
 7. Se deflexões muito elevadas forem aceitáveis, a falha da viga poderá até ser caracterizada por sua ruptura devido à tração, pela ruptura de suas conexões com o restante da estrutura, ou até mesmo pela ruptura dos elementos que a suportam.

Nesse caso, a restrição que foi imposta à viga se mostra extremamente importante em seu comportamento. Segundo Usmani *et al.* (2001), a maneira como a estrutura como um todo responde às inevitáveis deformações induzidas pelo aquecimento é o fator mais importante na determinação do comportamento estrutural em incêndio. Esse comportamento observado na viga restrita é extremamente complexo devido às interações da viga com seu entorno e aos fenômenos de não linearidade física e geométrica envolvidos no processo. Sem modelos sofisticados empregados em análises via Método dos Elementos Finitos, é difícil realizar um estudo preciso. Caldas (2008) fornece um histórico interessante a respeito do desenvolvimento de programas de computador e modelos numéricos para o estudo de estruturas em situação de incêndio, considerando essas particularidades. Vale ressaltar que, apesar da complexidade do comportamento exposto, projetar a viga como simplesmente apoiada, sem considerar as restrições, leva a uma estimativa conservadora de sua capacidade resistente. É importante lembrar também que a ação de catenária descrita depende de uma capacidade dos elementos que apoiam a viga ou das conexões de resistir à tração necessária para mobilizar essa ação, a qual deve ser verificada para que sua resistência possa ser levada em conta.

De maneira similar às vigas restritas sob ação de catenária, as lajes, quando submetidas a deflexões elevadas, passam a apresentar o comportamento de membrana, no qual se tem um anel comprimido e uma região de tração em seu centro, formando um mecanismo auto equilibrado capaz de suportar parte do carregamento atuante no piso, como ilustrado na Figura 2-18. Esse comportamento geralmente só é explorado em lajes mistas, uma vez que nas lajes

de concreto armado, rachaduras que acompanham as deformações excessivas necessárias à ação de membrana podem levar à perda de estanqueidade da laje (Caldas, 2008).

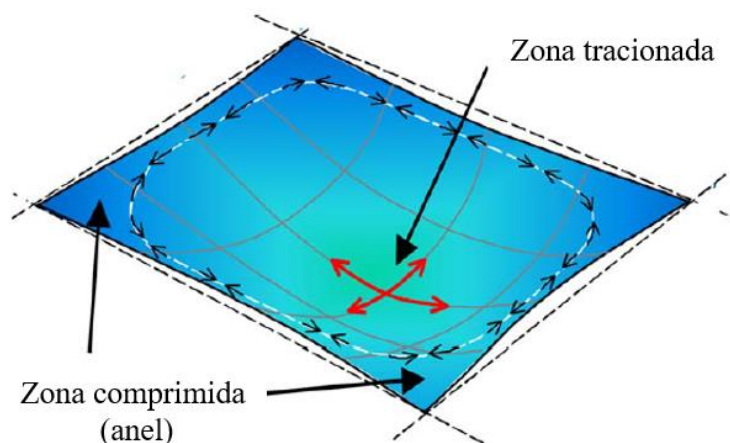


Figura 2-18 - Regiões tracionadas e comprimidas de laje sob efeito de membrana. Adaptado de Bailey (2004).

Devido aos fenômenos apresentados, é usual que sistemas de pisos apresentem capacidades resistentes em incêndio muito superiores às que são observadas na análise dos elementos estruturais isolados. Considerando-se que as vigas secundárias deixam de ser imprescindíveis à manutenção da capacidade resistente do piso como um todo por conta desses efeitos, em alguns casos, inclusive, é possível mantê-las sem proteção e proteger apenas algumas das vigas principais. Mais informações a respeito desse tipo de comportamento das lajes e sistemas de pisos podem ser obtidas em Bailey (2004) e Kodur *et al.* (2013).

2.4 Comportamento de Vigas Mistas em Incêndio

Quando uma viga mista é exposta aos gases quentes do ambiente em incêndio, o perfil de aço e a face inferior da laje são aquecidos diretamente. Conectores de cisalhamento e barras de armadura são aquecidos indiretamente por meio da condução dos elementos que os envolvem, com o calor vindo da mesa superior ou da laje. A perda de capacidade resistente de cada um desses elementos dependerá da temperatura que alcançarem, mas, claramente, é de particular interesse o perfil de aço. Primeiramente, por ele ser maior responsável pela capacidade de suporte da viga mista, mas em especial porque, em geral, é ele que sofre o maior aquecimento.

Caso se realize uma análise térmica rigorosa, observa-se que o campo de temperaturas na viga mista varia nas três direções. Longitudinalmente, as temperaturas são, de maneira geral, mais baixas nos apoios devido à maior concentração de massa nessas regiões. Esse gradiente é, contudo, pequeno, sendo mais relevante a distribuição das temperaturas no plano da seção transversal da viga. Em geral, não havendo proteção, a porção inferior da alma é a que se aquece mais rapidamente, devido à sua elevada esbelte e à distância da laje de concreto. Quase na mesma velocidade, se aquece a mesa inferior do perfil. A mesa superior e uma pequena região da alma, contudo, devido à laje de concreto, se aquecem um pouco mais lentamente. Caso não haja proteção no perfil de aço, a distribuição de temperatura na laje é variável quase somente em sua altura, mas quando o perfil é protegido, uma temperatura mais alta é observada à medida que o ponto no qual se avalia a temperatura se afasta da seção de aço.

Genericamente, devido a essa falta de uniformidade da distribuição de temperaturas, o comportamento mecânico das vigas mistas em incêndio se torna mais complicado que o das seções puramente de aço. A conexão de cisalhamento, que se aquece de maneira mais lenta que o perfil, não sofre uma redução tão severa de resistência quanto a barra de aço, de forma que o grau de interação da viga mista tende a aumentar com o passar do tempo de fogo. Em vigas com conexão parcial, observa-se experimentalmente que há um ganho de resistência quando comparado às vigas com conexão total, devido ao aumento do grau de interação observado com o aumento da temperatura (Zhao e Kruppa, 1997). Em geral, uma vez que se deve ter interação total nas regiões de momento negativo entre laje e perfil de aço, essa condição é mantida ao longo de todo o período de aquecimento, de maneira que este não será considerado um problema no presente trabalho. Segundo a norma europeia (EN 1994-1-2:2005), a capacidade resistente de um conector de cisalhamento é calculada com as mesmas equações utilizadas em temperatura ambiente, porém com os devidos fatores de redução de resistência associados ao aumento da temperatura, além de mudanças nos coeficientes de segurança. Além disso, pode-se considerar que as temperaturas do conector e do concreto podem ser adotadas como 80% e 40% da temperatura da mesa superior do perfil, respectivamente.

Há na literatura diversos estudos posteriores à publicação da norma europeia nos quais são propostas maneiras de se calcular a capacidade resistente de conectores de cisalhamento em incêndio. Mirza e Uy (2009) observaram que, usualmente, a evolução da temperatura dos conectores de cisalhamento e do seu entorno em incêndio é função quase que unicamente do

tempo em incêndio-padrão, uma vez que são pequenas as influências de variações de geometria da viga. Por esse motivo, propuseram curvas que permitem avaliar a redução da capacidade resistente dos conectores quando comparada à sua capacidade em temperatura ambiente com base no tempo de incêndio-padrão. Os autores propuseram gráficos de um coeficiente de redução para vigas mistas com laje maciça de concreto e com laje mista. Chen *et al.* (2016) observaram que as equações normativas fornecem resultados conservadores para a degradação da capacidade resistente dos conectores de cisalhamento em vigas com lajes mistas com nervuras paralelas ao perfil, motivo pelo qual propuseram novas equações. Além das particularidades comentadas, como o perfil de aço sofre um aquecimento mais expressivo que a laje de concreto, pode ocorrer um aumento da solicitação dos conectores de cisalhamento devido a essas deformações diferenciais (Zhao e Kruppa, 1997). Apesar dessas observações, acredita-se que, neste trabalho, a influência da conexão de cisalhamento no comportamento da viga não será expressiva. Segundo Zhao e Kruppa (1997), em vigas mistas com perfis de aço sem proteção contra incêndio e interação completa, a ruína dos conectores não é, em geral, crítica.

O aquecimento não uniforme da seção transversal possui dois outros efeitos bastante relevantes no caso das vigas mistas. Em primeiro lugar, uma vez que a porção inferior da viga mista se aquece mais que a superior, há a tendência de uma curvatura na direção da fonte de calor. Caso nos apoios da viga se tenha algum impedimento à rotação, os momentos fletores negativos, que já seriam desenvolvidos em temperatura ambiente, são amplificados nessas regiões devido à restrição. Vale lembrar que nas vigas contínuas, essa restrição sempre existe, devido à presença do vão adjacente ao analisado. Em segundo lugar, uma vez que a porção inferior da viga sofre a maior elevação de temperatura, suas propriedades mecânicas se degradam mais rapidamente, de maneira que a linha neutra da viga se desloca para cima à medida que o aquecimento ocorre.

De maneira mais específica, quando se trata das vigas mistas contínuas, são poucos os estudos que as analisam em situação de incêndio. O estudo experimental mais relevante nesse âmbito pode ser considerado o apresentado por Zhao e Kruppa (1997), que realizaram um número expressivo de ensaios com vistas a melhor compreender o comportamento das vigas mistas em incêndio. Foram realizados testes *push-out* para avaliar o comportamento dos conectores e ensaios em vigas mistas biapoiadas, vigas com balanços sujeitas a diagrama de momento fletor triangular negativo e vigas mistas contínuas. Os resultados desses ensaios serviram de base para

as formulações que hoje compõem a norma europeia EN 1994-1-2:2005. São de interesse particular para o presente trabalho os ensaios em vigas mistas com balanço e os ensaios em vigas contínuas.

Dos experimentos de interesse, Zhao e Kruppa (1997) realizaram três ensaios em vigas mistas com balanço, com a configuração apresentada na Figura 2-19. No ponto de aplicação de carga, foi realizado um controle de deslocamento previamente estabelecido pelos pesquisadores com base em simulações numéricas. Após certo tempo, observou-se uma redução considerável da força necessária para aumentar o deslocamento do atuador, à medida que a capacidade resistente da viga se tornava cada vez menor devido às temperaturas elevadas. Observaram-se modos de flambagem local da alma e da mesa no apoio interno nos ensaios realizados. Em todos os casos nos quais conectores pino com cabeça foram utilizados, não ocorreu a falha da conexão.

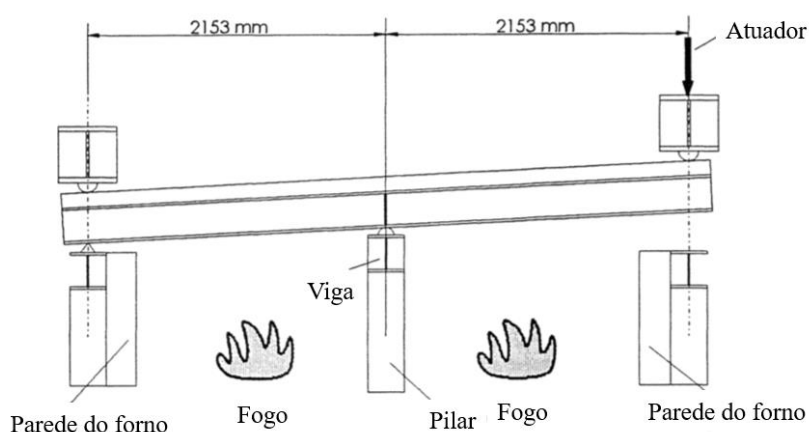


Figura 2-19 - Configuração de ensaio de viga mista com balanço de Zhao e Kruppa (1997). Adaptado de Zhao e Kruppa (1997).

Cinco outros ensaios foram realizados com vigas mistas contínuas completas, com comprimento total de 9 metros, divididas em 2 vãos de 4,5 metros cada. As vigas tiveram força aplicada verticalmente em 8 pontos igualmente espaçados por meio de atuadores hidráulicos. Os ensaios tiveram variações do nível de carga, do tipo de laje, do tipo de conector e do grau de interação das vigas mistas. O perfil utilizado nos ensaios (IPE240) era de classe 1 segundo o sistema de classificação da norma europeia, e um enrijecedor foi colocado no apoio central para evitar problemas localizados. Apesar dessas precauções, ainda houve instabilidade local do perfil de aço no apoio central da viga. Segundo os autores, isso indica que o risco de instabilidade do perfil em temperaturas elevadas é extremamente importante e que é necessário desenvolver um método que seja adequado para prever esse fenômeno com a finalidade de

avaliar de maneira correta a capacidade resistente de vigas mistas contínuas em incêndio. As seções utilizadas no ensaio, de esbeltez baixa, possuíam alma bastante rígida, de maneira que o fenômeno da FLD não se manifestou. Além dos ensaios, foi realizado um estudo numérico paramétrico a fim de serem obtidos resultados adicionais para análises mais completas. Apesar das menções aos modos de flambagem local, os autores não fizeram qualquer comentário a respeito da possibilidade de flambagem lateral com distorção na viga.

Zhao e Aribert (2000), com base nos resultados obtidos por Zhao e Kruppa (1997) apresentaram um procedimento de cálculo do momento fletor resistente de vigas mistas contínuas em situação de incêndio. O cálculo pode ser realizado a partir de teoria plástica, não havendo diferenças expressivas em relação à maneira utilizada na determinação do momento fletor negativo resistente em temperatura ambiente, salvo por alguns detalhes. Conforme a metodologia apresentada, em primeiro lugar, deve-se atentar para a possibilidade de a seção crítica não se situar exatamente acima do apoio, mas a uma distância próxima. Isso ocorre, pois, a maior concentração de massa nos apoios faz com que seu aquecimento seja mais lento que em regiões vizinhas, de maneira que uma seção próxima ao apoio, apesar de possuir menor momento fletor, pode ser a crítica. Além disso, quando a largura efetiva determinada em temperatura ambiente levar a uma posição em incêndio da linha neutra na laje, a largura efetiva deve ser determinada novamente de tal forma que a área de aço de armadura considerada desloque a linha neutra à interface aço-concreto, em outras palavras, deve-se reduzir a área de armadura colaborante. Caso a alma não seja classificada, em incêndio, como de classe 1 ou 2, sua contribuição para a capacidade resistente ao momento deve ser desprezada. Por fim, caso a mesa inferior seja de classe 3 em incêndio, sua largura deve ser reduzida para o valor efetivo adotado para classe 4 em temperatura ambiente. Caso a mesa inferior seja de classe 4, sua contribuição é desprezada.

A metodologia apresentada pelos autores considera a possibilidade de redistribuição dos momentos fletores para seções de classe 1. Caso a seção seja de classe 2, segundo os autores, pode ser viável realizar-se uma análise global plástica devido à maior capacidade de deformação do aço em temperaturas elevadas, mas evidências experimentais são necessárias para que se confirme essa possibilidade. Como comentado anteriormente, somente é possível considerar a redistribuição de momentos fletores na viga caso ela possua capacidade de rotação suficiente. Dharma e Tan (2008) verificaram experimental e numericamente a influência de diversos parâmetros na capacidade de rotação das vigas mistas contínuas em incêndio,

motivados pelas observações de Zhao e Kruppa (1997) a respeito da manifestação precoce de flambagem local em vigas mistas contínuas sujeitas à temperatura elevada. Os autores observaram que o incêndio, de fato, acelera a manifestação dos modos de flambagem local e possui uma considerável influência na redução da capacidade de rotação das vigas nos apoios, de maneira que se torna mais difícil garantir a redistribuição de momentos. Além das conclusões a respeito da capacidade de rotação, os autores realizaram observações especialmente importantes a respeito do comportamento geral das vigas mistas contínuas em incêndio, descritas a seguir.

Primeiramente, como já comentado, o aquecimento mais pronunciado da região inferior da viga desloca a linha neutra a uma posição para cima. Segundo os autores, esse deslocamento é extremamente expressivo. Anteriormente, no presente texto, comentou-se que a presença da armadura desloca a linha neutra para uma posição acima do centroide do perfil de aço. Os autores observaram que uma multiplicação de mais de 3 vezes da área de armadura de um de seus modelos foi responsável por deslocar a linha neutra de 8% da altura da alma. Em contrapartida, um aquecimento do perfil de 650 °C, por exemplo, na mesma viga, deslocou a linha neutra de 37% da altura da alma, indicando que, nesse quesito, a elevação da temperatura é especialmente influente.

Além disso, observou-se que o aquecimento da armadura nos modelos numéricos foi, em geral, muito pequeno, de maneira que se manteve praticamente íntegra a sua contribuição na capacidade de resistir ao momento fletor, sendo muito mais relevante a degradação das propriedades do aço do perfil. Também se observou que o aquecimento dos conectores de cisalhamento não foi suficiente para que seu comportamento exercesse papel relevante na resposta global da viga.

Por fim, há no estudo experimental apresentado por Dharma e Tan (2008) menções a um modo de flambagem global observado nos ensaios realizados. Diante das condições de contorno apresentadas pelos autores, é de se acreditar que o modo observado tenha sido a flambagem lateral com distorção, mas, infelizmente, não há maiores descrições ao longo do texto. Que se tenha notícia, essa é a única observação experimental de flambagem global de vigas mistas sujeitas a momento negativo em situação de incêndio.

Há também na literatura algumas referências ao comportamento de vigas mistas semicontínuas em incêndio. Fakury *et al.* (2005) propuseram uma estratégia para a incorporação dos efeitos da resistência parcial de ligações mistas como forma de reduzir os momentos fletores positivos em vigas mistas, resultando em uma metodologia para o dimensionamento de vigas mistas semicontínuas em incêndio. Os autores identificaram, com essas considerações, um ganho de capacidade resistente da ordem de 20% nas vigas estudadas. Mais recentemente, Romagnoli e Silva (2018) propuseram utilizar as armaduras que são adotadas habitualmente como malhas antifissuração para consideração da semicontinuidade em vigas mistas dimensionadas em temperatura ambiente como biapoiadas com o intuito de se remover a necessidade de proteção das vigas em incêndio. É importante observar que, para que essa consideração possa ser realizada, deve-se demonstrar que a armadura antifissuração possua ductilidade suficiente, característica que não é usual nas malhas antifissuração soldadas. Essa recomendação, que é reforçada na norma europeia EN 1994-1-1:2004, não foi mencionada pelos autores. Ambos os estudos citados a respeito do comportamento de vigas mistas semicontínuas em incêndio, apesar de reconhecerem a possibilidade de ocorrência de flambagem lateral com distorção, partem da hipótese básica de que ela não ocorre nas vigas estudadas.

Os poucos estudos apresentados anteriormente são os únicos de que se tem notícia a respeito do comportamento das vigas mistas sujeitas a momento negativo em incêndio, corroborando a necessidade de mais informações a respeito do assunto. Nenhum estudo leva em consideração a flambagem lateral com distorção, apesar de ela ser mencionada na literatura, não havendo motivo para que se acredite que ela não ocorra em incêndio. Na realidade, a elevação da posição da linha neutra e a degradação excessiva da rigidez da alma (elemento da seção que, em geral, sofre o aquecimento mais rapidamente) podem ser responsáveis por uma manifestação prematura dessa instabilidade.

Para os ensaios realizados nesta tese, percebeu-se que as configurações de ensaios realizadas por Zhao e Kruppa (1997) não seriam viáveis, posto que demandariam a colocação de um apoio interno ao forno, o que poderia dificultar a montagem dos ensaios e que seria necessário aumentar o carregamento mecânico atuante. Optou-se, portanto, por utilizar configuração similar à adotada por Tong *et al.* (2014).

3

ANÁLISE EXPERIMENTAL

3.1 Considerações Gerais

O relatório apresentado por Zhao e Kruppa (1997), que inclui 3 ensaios em vigas com balanço sob momento negativo e 5 ensaios em vigas mistas contínuas sujeitas ao incêndio foi realizado com perfis compactos, e o fenômeno da flambagem lateral com distorção não foi observado em nenhum dos casos. Dada a ausência de resultados experimentais a respeito da FLD em situação de incêndio, considera-se essencial a análise experimental desse fenômeno em temperatura elevada, a fim de que ele possa ser avaliado de maneira adequada.

Ensaio experimentais em peças de grandes dimensões em incêndio são procedimentos de alto custo que, usualmente, são realizados em quantidade limitada e que muitas vezes acabam tendo por finalidade validar modelos numéricos que possam, então, ser utilizados para análises mais extensas. Com o intuito de analisar o comportamento das vigas mistas contínuas em temperatura elevada e, especialmente, de garantir a adequabilidade dos modelos numéricos que serão descritos no Capítulo 4, foram executados ensaios de 4 vigas em escala natural, descritos detalhadamente nesta seção.

Ressalta-se que o objetivo principal dos experimentos realizados é o de validar e calibrar a modelagem numérica, não sendo este um ensaio padronizado de resistência ao fogo dessas vigas.

3.2 Premissas Básicas

Um aspecto desfavorável dos ensaios em temperatura elevada é o fato de estarem sujeitos a diversas limitações dimensionais. Em geral, a maioria dos fornos utilizados para ensaios de

estruturas possui pequenas dimensões, de maneira que estudos com protótipos verdadeiramente grandes são pouco frequentes na literatura. É fato que, usualmente, as vigas mistas contínuas reais são executadas com vãos longos e com perfis de alturas consideráveis. Além disso são necessários, no mínimo, dois vãos para que se tenha continuidade. Por fim, como explicitado na Subseção 2.2.3, é indicado para o estudo das vigas mistas contínuas, especialmente no que tange à FLD, que se realize a análise por meio do mecanismo U invertido, o qual requer, pelo menos, um par de perfis de aço na configuração experimental. Diante dessas observações, é fácil perceber que a execução de ensaios em vigas contínuas “reais” é extremamente onerosa e difícil, visto que os protótipos necessitariam de ter dimensões da ordem 18 metros de comprimento e 4 de largura para representar uma situação real. Somado a isso, a força total a ser aplicada a protótipos dessa dimensão tornaria o estudo praticamente inviável.

A proposta experimental do presente trabalho consistiu na elaboração de modelos simplificados, com seções transversais levemente diferentes das de vigas mistas contínuas usuais. Por conta das limitações do compartimento no qual se realizaram os ensaios e do baixo nível de força aplicada – dadas as instalações às quais se teve acesso - algumas simplificações foram propostas a fim de fornecer a configuração mais crítica possível no que tange à FLD, as quais são descritas e justificadas a seguir.

Primeiramente, no que tange ao vão, deve-se lembrar que a tendência é de que a FLD ocorra em vigas com vãos longos, o que por si só já dificultaria a realização do ensaio. Parte dessa necessidade de vão longo vem do formato do diagrama de momento fletor usualmente observado nas vigas contínuas. É usual que o momento fletor negativo chegue a um valor máximo no apoio, mas reduza-se rapidamente ao longo do vão, de maneira que um diagrama quase triangular (com uma leve queda parabólica) costuma ser observado. Obviamente, a situação mais crítica para a viga seria a de um diagrama de momento fletor uniforme negativo. Com vistas a diminuir o vão necessário, propõe-se, portanto, que o ensaio fosse realizado em uma situação de diagrama de momento fletor uniforme.

Ressalta-se também que, apesar da recomendação de uso de um mecanismo U invertido para o estudo do fenômeno, diversos ensaios experimentais já foram realizados considerando o mecanismo T, que apesar de representar de maneira menos apropriada as restrições impostas ao perfil de aço, também pode servir como uma boa base para o estudo do fenômeno. Com a

finalidade de reduzir o tamanho dos protótipos a serem ensaiados, propôs-se, portanto, que as vigas mistas fossem fabricadas utilizando o mecanismo T. Essa simplificação também permitiu reduzir consideravelmente (pela metade) a força total a ser aplicada no ensaio, o que facilitou a sua execução. Além disso, é razoável que um modelo numérico devidamente validado com resultados experimentais de um mecanismo T seja adaptado para o estudo do mecanismo U invertido. Por fim, como o perfil sofre um aquecimento mais expressivo que a laje, a rigidez rotacional da alma passa a ser ainda menor se comparada à da laje, de maneira que os mecanismos U e T possuem comportamento mais similar em temperatura elevada do que em temperatura ambiente. A título de exemplo, Dietrich *et al.* (2019) apresentam valores de rigidez rotacional de viga mista para diversas configurações possíveis, divididos nas parcelas correspondentes à alma, à laje e à conexão de cisalhamento. No modelo descrito como U3-P, a rigidez rotacional da alma é responsável por 79,8% da rigidez rotacional do mecanismo U. Caso a temperatura da alma fosse elevada a 600 °C, tal colaboração passaria a ser de 92,7%, indicando que a alma se torna ainda mais dominante no fenômeno.

3.3 Caracterização dos Materiais

O concreto foi fornecido por empresa terceirizada, com resistência à compressão (f_{ck}) igual a 30 MPa. Para sua avaliação, dez corpos de prova cilíndricos de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura foram ensaiados imediatamente após o primeiro ensaio (20/10/2020) em viga e na metade do programa experimental (21/12/2020), sendo cinco corpos de prova em cada momento. Foram realizados ensaios de compressão, conforme ABNT NBR 5739:2018, e de determinação do módulo de elasticidade conforme ABNT NBR 8522:2017, somente em temperatura ambiente. A resistência média à compressão e o módulo de elasticidade médio para cada uma das duas datas são apresentados na Tabela 3-1. Cabe ressaltar, no que se refere ao concreto, que ele possui papel secundário nas vigas ensaiadas. Com um pequeno carregamento externo, o concreto tracionado já sofre fissuração, passando a quase não apresentar resistência mecânica. Além disso, como os ensaios são extremamente rápidos, apenas uma fina faixa externa da laje de concreto sofre aquecimento considerável no tempo de ensaio, de maneira que suas propriedades em temperatura elevada são de pequena importância na análise realizada. É interessante observar que não há grandes variações entre as propriedades medidas nos dois momentos, o que já era esperado posto que o concreto foi deixado curar por nove meses, do momento da concretagem ao momento do último ensaio de caracterização.

A carta-traço com todas as informações do concreto utilizado é apresentada no Anexo A.

Tabela 3-1 – Propriedades mecânicas do concreto utilizado.

Data	f_{cm} (MPa)	E_{cj} (MPa)
20/10/2020	34,41	26270
21/12/2020	32,89	27660
Média	33,65	26965

O consumo de materiais por metro cúbico de concreto é apresentado na Tabela 3-2.

Tabela 3-2 - Consumo de materiais por metro cúbico de concreto.

Insumo	Detalhamento	kg/m³
Cimento	CP V ARI – Parede de Concreto	336,0
Agregado Miúdo	Areia natural de rio média	617,0
	Areia artificial calcário média	264,0
Agregado Graúdo	Brita calcário 0	151,0
	Brita calcário 1	858,0
Aditivo	Miraset 278 Grace Polifuncional	3,145
	Recover Grace estabilizador de hidratação	0,376
Água	--	198,0

Para a caracterização do aço dos perfis (ASTM A572-Gr.50), três amostras de cada uma das vigas foram ensaiadas a tração em temperatura ambiente, segundo os procedimentos do ASTM E8/E8M–21. Os valores médios da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade do aço de cada viga são apresentados na Tabela 3-3. A Figura 3-1 apresenta uma curva de tensão vs. deformação típica dos modelos ensaiados. Cumpre observar que os valores de resistência ao escoamento são muito superiores aos nominais, fato que apesar de causar estranheza foi comprovado por ensaios no laboratório da UNISINOS (a serem descritos em sequência) e pelos certificados de qualidade fornecidos pela Gerdau.

Tabela 3-3 - Resultados médios de resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade do aço em temperatura ambiente.

Viga	Resistência ao Escoamento (MPa)	Módulo de Elasticidade (GPa)
V1	497,3	197,0
V2	490,3	186,4
V3	486,7	193,2
V4	503,0	184,5

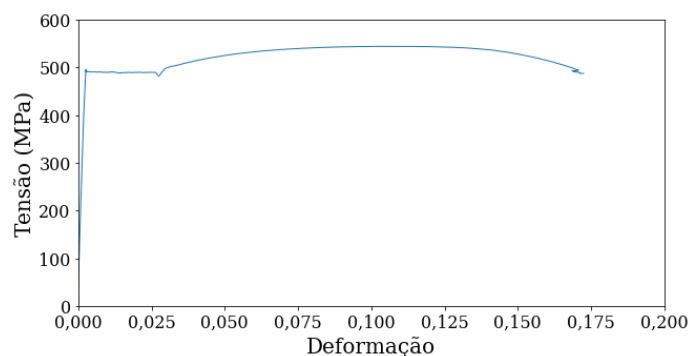


Figura 3-1 - Curva tensão - deformação típica do aço do perfil.

É possível perceber que há pouca variabilidade das propriedades observadas dos aços (coeficientes de variação iguais a 1,5% e 3,1%, respectivamente para a resistência ao escoamento e o módulo de elasticidade entre as vigas). Tais dados sugerem que os perfis utilizados eram de um mesmo lote, e feitos do mesmo aço. Assim sendo, optou-se por realizar ensaios de temperatura elevada apenas com corpos de prova extraídos da viga V3. Para esses ensaios, devido à indisponibilidade de equipamento na UFMG, contratou-se a UNISINOS para a determinação das propriedades mecânicas do aço em temperatura elevada. Devido ao tipo de equipamento disponível, foram utilizados corpos de prova conforme descrito no ASTM E8/E8M–21, porém alongados na sua região de maior largura, de maneira que seu comprimento total fosse de 700 mm. A mesma norma foi utilizada para a realização dos ensaios. A Figura 3-2 apresenta esses corpos de prova.

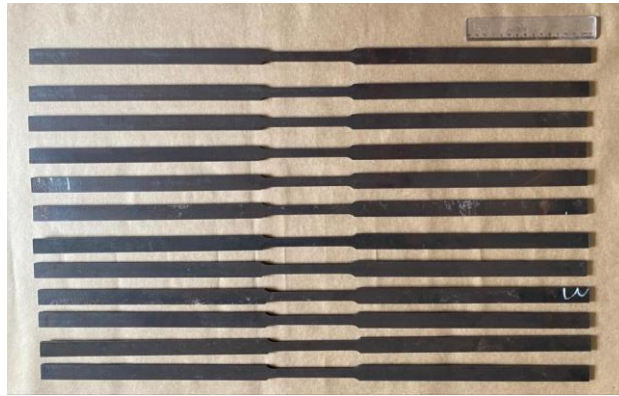


Figura 3-2 - Corpos de prova para ensaio em temperatura elevada.

Foram realizados ensaios a 20 °C, 400 °C, 600 °C e 800 °C em triplicata, e fornecidos pela contratada as curvas de força vs. deslocamento dos 12 ensaios, as quais são apresentadas na Figura 3-3. A partir dos resultados dos ensaios, os fatores de redução das propriedades mecânicas para situação de incêndio foram determinados e são apresentados na Tabela 3-4.

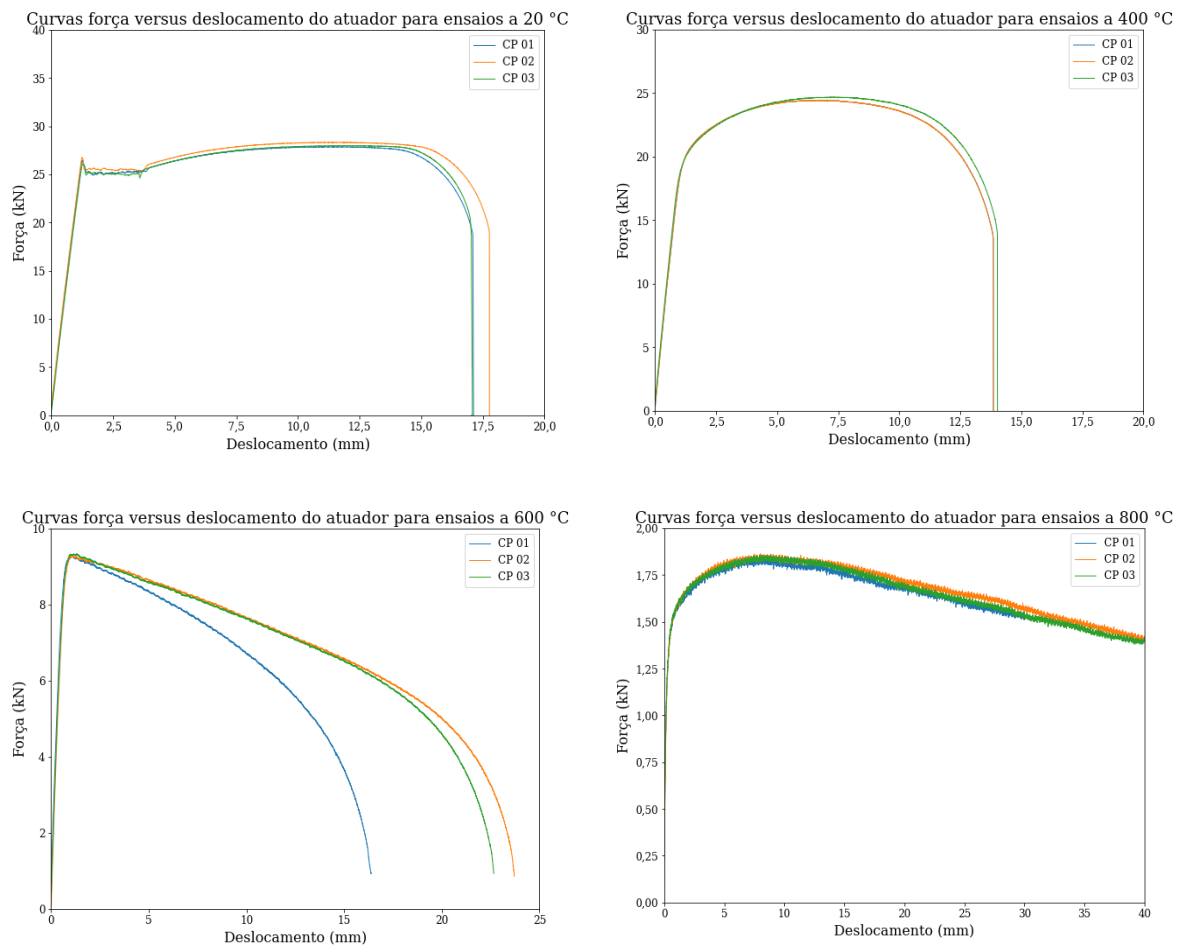


Figura 3-3 - Curvas de força versus deslocamento para os ensaios dos corpos de prova de aço em temperatura elevada.

Tabela 3-4 - Fatores de redução da resistência ao escoamento, do limite de proporcionalidade e do módulo de elasticidade obtidos para o aço dos perfis.

Temperatura (°C)	$k_{y,\theta}$	$k_{E,\theta}$	$k_{p,\theta}$
400	0,97	0,80	0,70
600	0,37	0,50	0,33
800	0,068	0,25	0,04

Apresenta-se na Figura 3-4 uma comparação entre os fatores de redução obtidos e os apresentados por diversas formulações da literatura (compilados originalmente por Kodur *et al.*, 2010).

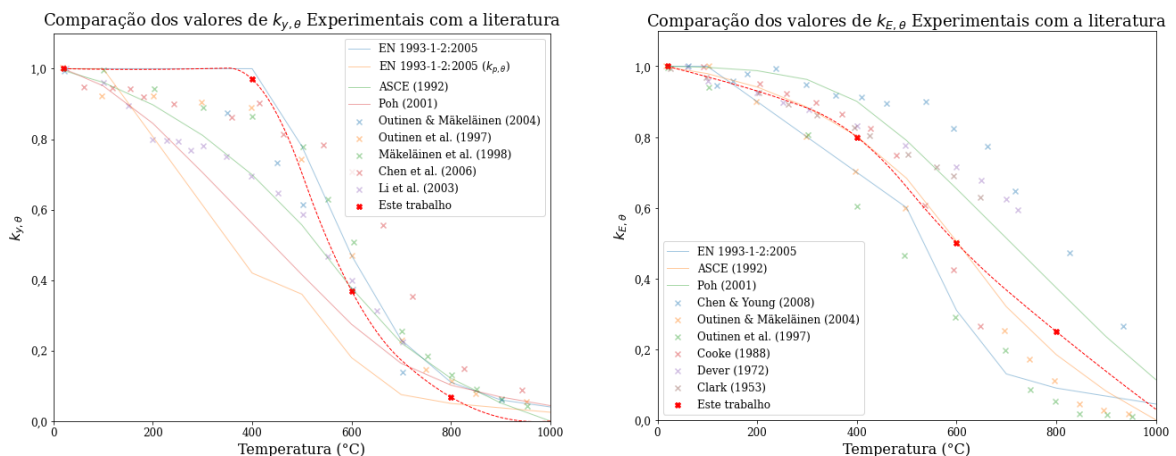


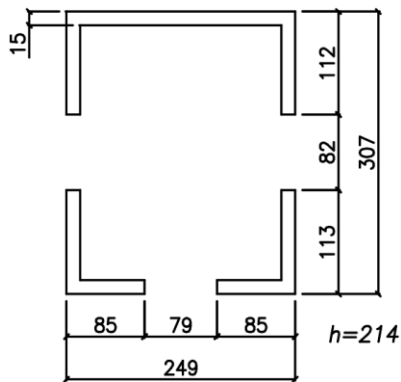
Figura 3-4 - Comparação dos fatores de redução da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade obtidos nesta pesquisa com a literatura.

3.4 Instalações para Realização dos Ensaios

Devido à ausência de forno para ensaios estruturais na UFMG, os ensaios foram realizados em um compartimento construído na Academia de Bombeiros do Corpo de Bombeiros Militar de Minas Gerais (CBMMG). A localidade permitiu espaço seguro e controlado para a realização dos ensaios, com acompanhamento dos bombeiros.

O compartimento foi construído em blocos de concreto celular autoclavado (DVG Sical®), de dimensões 15x30x60 cm, material que promove bom isolamento térmico do exterior, o que permite uma distribuição mais uniforme de temperatura no seu interior. O compartimento construído teve dimensões de 2,49 x 3,07 m em planta, com altura de 2,14 m. Foram deixadas três aberturas nas laterais do compartimento para acesso ao seu interior, para passagem da viga,

preparação da instrumentação e colocação da carga de incêndio. A Figura 3-5 ilustra as dimensões do compartimento e apresenta o compartimento construído.



(a) Dimensões do Compartimento



(b) Compartimento Construído

Figura 3-5 - Compartimento no qual foram realizados os ensaios.

Para o fechamento da parte superior do compartimento, foi montada uma cobertura removível em aço (atuando como uma tampa), que foi colocada no compartimento no momento dos ensaios. Para os tapamentos das aberturas laterais, telhas de aço foram utilizadas.

Como carga de incêndio, utilizou-se madeira pinus na forma de *pallets*. Os *pallets* foram pesados antes de cada ensaio, de maneira a ter-se aproximadamente a mesma carga de incêndio em cada teste. Cumpre ressaltar que no caso de incêndios reais, e não de fornos, a temperatura é uma variável de difícil controle, sujeita a interferências de fatores externos tais como umidade da carga de incêndio utilizada, correntes de vento externas, disposição da carga de incêndio e condições climáticas ambientais no dia do ensaio. Embora de difícil controle, desde que se tenha uma medição adequada das temperaturas no interior do compartimento, variações na curva de aquecimento não configuram um problema para a validação do estudo numérico pretendido.

Antes dos ensaios nas vigas mistas, um primeiro ensaio foi realizado sem viga no interior do compartimento (apenas com a carga de incêndio) para avaliar evolução das temperaturas no compartimento. Foram colocados dez termopares do tipo K, com pote, mola e rabicho flexível, isolados com tubo de proteção em aço inox, da fornecedora “Analógica Instrumentação e Controle” em seções próximas à posição da viga no momento do ensaio para que fosse avaliada

a temperatura dos gases que se teria no entorno dos protótipos. As posições dos termopares estão ilustradas na Figura 3-6.

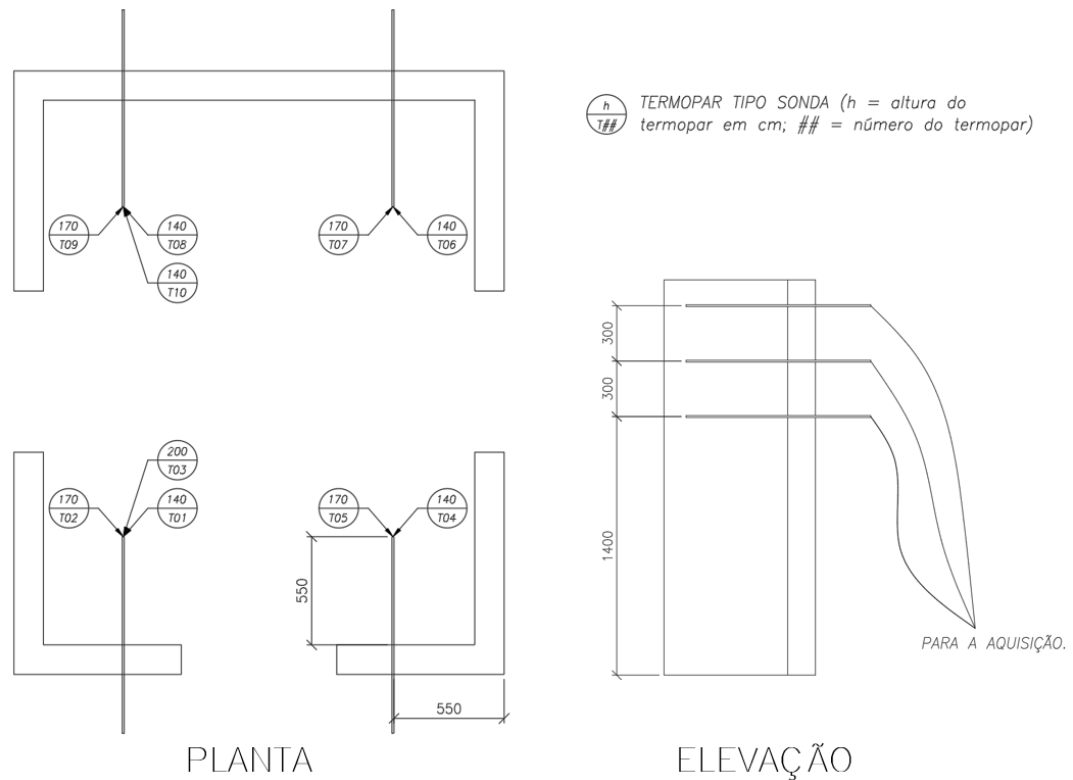


Figura 3-6 - Posicionamento dos termopares para ensaio preliminar. Cotas em mm.

Para esta análise, utilizaram-se dez pallets inteiros, mais um desmontado, o que resultou em uma carga de incêndio correspondente a 160,17 kg de madeira pinus. Os *pallets* foram posicionados formando duas pilhas e um deles foi desmontado e convertido em pequenas ripas para que fosse utilizado como combustível inicial. Além disso, duas pastilhas de etanol sólido de 10 g cada foram colocadas para auxiliar no início do fogo. O material foi então deixado queimar até sua extinção.

A Figura 3-7 ilustra o compartimento, com a carga de incêndio posicionada, antes e durante a execução do ensaio.



(a) Compartimento com os pallets posicionados antes da execução do primeiro ensaio



(b) Compartimento durante a execução do primeiro ensaio

Figura 3-7 - Compartimento durante queima preliminar.

Toda a instrumentação foi conectada a um sistema de aquisição de dados LYNX ADS 2002. A Figura 3-8 apresenta o sistema de aquisição de dados montado durante o ensaio.



Figura 3-8 - Sistema de aquisição de dados montado durante ensaio.

Os valores de temperatura obtidos nos termopares são apresentados na Figura 3-9. Durante a realização dos ensaios, os termopares T05 e T10 apresentaram problemas e não indicaram leituras, motivo pelo qual seus resultados foram ocultados.

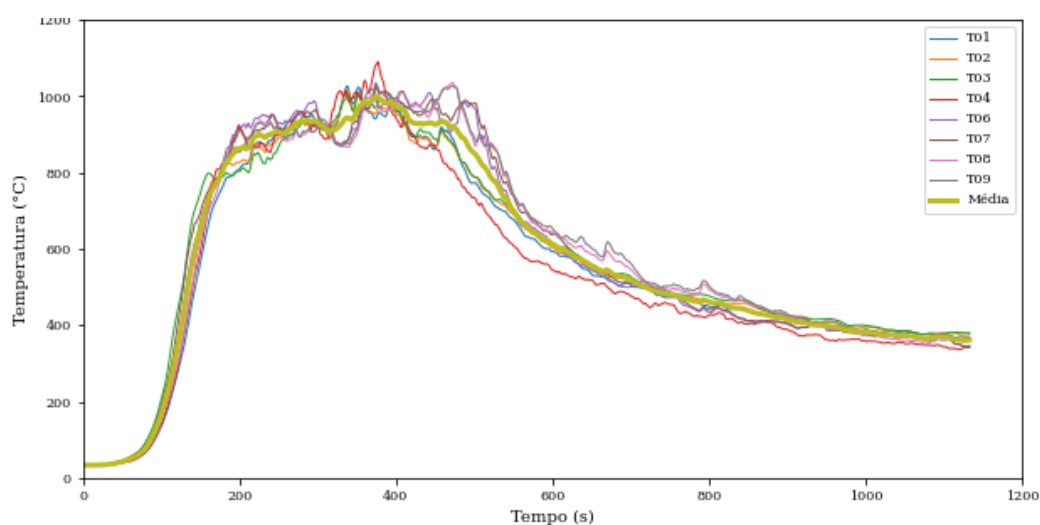


Figura 3-9 - Evolução das temperaturas durante a queima preliminar.

Observa-se que há pouca variação de temperatura entre os diferentes termopares, o que mostra que o campo de temperaturas na posição esperada da viga é bastante uniforme, indicando uma adequabilidade dessa metodologia para a realização dos ensaios. Observa-se também que a temperatura média máxima foi da ordem dos 1000 °C e que um patamar de aproximadamente 900 °C é alcançado a partir dos 200 segundos, e sustentado por mais aproximadamente 300 segundos. Essa evolução de temperaturas seria suficiente, segundo cálculos preliminares realizados, para levar as vigas ensaiadas ao colapso por flambagem lateral com distorção. Convém ressaltar que a evolução de temperatura no compartimento construído foi muito mais intensa que a que se obtém no incêndio-padrão. Consequentemente, ter-se-á um perfil de aço proporcionalmente mais aquecido que a laje quando comparado ao incêndio-padrão, o que pode levar a diferenças de comportamento, mas não prejudica o papel dos resultados experimentais na validação da modelagem numérica a ser apresentada na Seção 4.

3.5 Descrição do Procedimento de Ensaio e Características dos Protótipos

Uma das dificuldades da realização dos ensaios propostos fora das dependências de um laboratório está associada à aplicação do carregamento. No presente ensaio, buscava-se ensaiar as vigas sujeitas a momento fletor negativo uniforme. Para a aplicação do carregamento, foram utilizados pesos fabricados em concreto. As vigas foram posicionadas no interior do compartimento, atravessando-o. Próximo das paredes do compartimento, blocos de concreto armado foram posicionados para servirem como apoios para a viga, que se tornou uma viga simplesmente apoiada com dois balanços nas extremidades. Devido a limitações dimensionais

de transporte das peças, braços adicionais foram fabricados, permitindo um comprimento total do balanço igual a três metros. Os pesos foram então pendurados nas extremidades dos balanços, gerando o momento negativo e uniforme no trecho central (entre apoios) das vigas. A Figura 3-10 ilustra o posicionamento da viga com os pesos em suas extremidades para a realização dos ensaios.

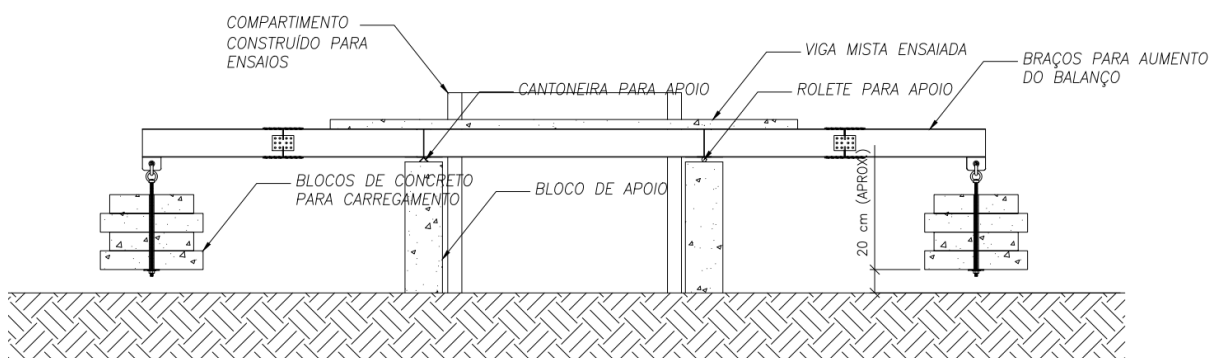


Figura 3-10 - Posicionamento da viga durante o ensaio.

Para a montagem de cada ensaio, a cobertura do compartimento foi removida e, com auxílio de um caminhão *Munck*, as vigas foram posicionadas transpassando o compartimento. A instrumentação foi então colocada na viga e a carga de incêndio posicionada no compartimento.

Para a realização de cada ensaio, iniciou-se o fogo no compartimento e a temperatura dos gases e da viga foram elevadas. O carregamento mecânico foi mantido constante durante a execução do ensaio e o fogo foi mantido até que toda a carga de incêndio fosse consumida. Inicialmente, a viga tem curvatura voltada para baixo, devido à presença somente do carregamento mecânico. Com o aquecimento dos gases, o perfil de aço tem sua temperatura elevada mais rapidamente que a laje de concreto. Isso causa uma curvatura para cima no centro da viga que faz com que os pesos nos balanços subam. À medida que o perfil se torna mais aquecido, suas propriedades físicas se degradam e o perfil perde capacidade resistente e rigidez. Essa queda ocasiona, então, uma descida dos pesos nos balanços. Os pesos foram posicionados originalmente a aproximadamente 20 cm do solo. Assim, com o colapso das vigas, os pesos tocam o chão e o carregamento mecânico cessa. Essa pequena altura foi suficiente para que o colapso ocorresse nas vigas, porém selecionada de maneira a não causar risco às pessoas que acompanhavam o ensaio, uma vez que, iniciado o experimento, seria muito difícil realizar sua interrupção. O processo de inversão da curvatura da viga é representado pela Figura 3-11. As figuras

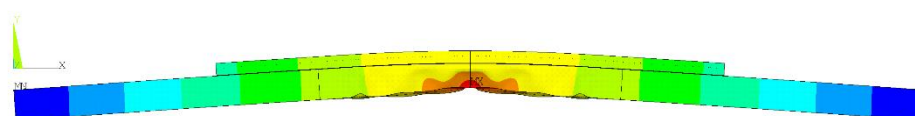
apresentadas são de resultados numéricos, uma vez que não era possível ver a viga no interior do forno durante os ensaios.



Curvatura inicial devido ao carregamento mecânico.



Curvatura intermediária, invertida pelo gradiente de temperaturas.



Curvatura final, devido à degradação das propriedades mecânicas da viga.

Figura 3-11 - Estágios de curvatura da viga durante os ensaios.

Quatro vigas foram projetadas para os ensaios. Todas as dimensões das vigas e os desenhos detalhados de fabricação são apresentados no Apêndice A. As vigas foram projetadas em duplicata, isto é, foram propostas duas diferentes vigas para os ensaios, que posteriormente foram ensaiadas com diferentes níveis de carregamentos, levando a quatro ensaios distintos. Todas as vigas foram fabricadas com perfil de aço W310x21,0, fabricados pela Gerdau em aço ASTM A572 Grau 50 (propriedades nominais: $f_y = 345$ MPa; $f_u = 450$ MPa). Para as quatro vigas, foi projetada uma laje plana maciça de concreto armado, com 70 cm de largura e 10 cm de espessura. Em duas das vigas, foi utilizada armadura longitudinal de oito barras de 12,5 mm ($A_s = 9,76$ cm²) e nas outras duas, seis barras de 8 mm ($A_s = 3,0$ cm²) de aço CA-50 (resistência ao escoamento nominal de 500 MPa). Armaduras transversais adicionais (barras de 6,3 mm a cada 15 cm) foram adicionadas para evitar problemas associados ao cisalhamento na laje. A armadura foi posicionada no meio da laje, de maneira que ficasse, de certa forma, protegida pelo concreto ao seu redor, uma vez que em situação usual de incêndio apenas a face inferior da laje é aquecida, ao passo que no ensaio proposto, a laje foi aquecida por todas as suas faces. As vigas tiveram comprimento total de 6 metros, dos quais os 5 metros centrais eram sobrepostos pela laje de concreto. Conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça, com

diâmetro de 19 mm foram soldados ao centro da mesa superior para promover a conexão entre perfil de aço e laje de concreto. Um conector foi posicionado por seção, com espaçamento de 115 mm nos trechos de momento não uniforme e de 250 mm nos trechos de momento uniforme. As dimensões projetadas das vigas mistas são apresentadas na Figura 3-12.

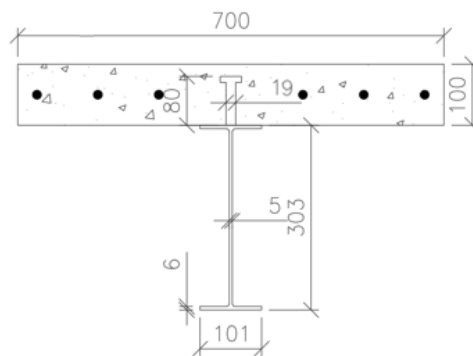
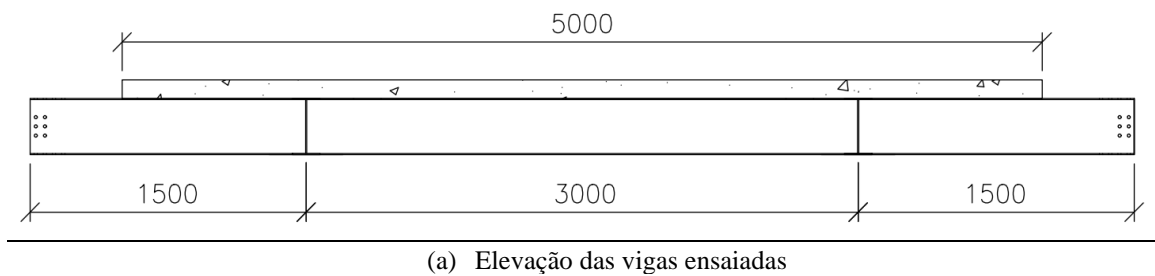


Figura 3-12 - Dimensões básicas das vigas ensaiadas.

As vigas foram dotadas também de chapas e enrijecedores adicionais a 1,5 m dos seus extremos. Essas chapas serviram como aparelhos de apoio, impedindo a torção da viga mista nos apoios. Abaixo dessas chapas, foi colocado um rolete de um lado e uma cantoneira de outro, para que os apoios fossem pontuais e, no caso do rolo, permitissem o alongamento livre da viga.

As vigas foram nomeadas V1, V2, V3 e V4, com as taxas de armadura e carregamentos mecânicos indicados na Tabela 3-5. Além disso, apresentam-se nessa tabela os valores do momento resistente característico da viga em temperatura ambiente obtido segundo a ABNT NBR 8800:2008 (desconsiderando os coeficientes de ponderação da resistência dos materiais), da razão entre o momento fletor aplicado e o momento fletor resistente característico e da temperatura da alma estimada para colapso da viga.

Tabela 3-5 - Modelos experimentais propostos.

Modelo	Armadura (cm ²)	M (kN.m)	\bar{y} (mm)	M_{cr} (kN.m)	M_{pl} (kN.m)	M_{Rk} (kN.m)	$\frac{M}{M_{Rk}}$	θ °C
V1	9,76	30	54,2	148,2	158,0	101,1	29,7%	629
V2		60					59,3%	492
V3	3,0	60	20	131,8	121,7	82,7	72,7%	391
V4		30					36,3%	605

Para a realização da concretagem, as fôrmas e armaduras foram montadas sobre uma lona posicionada no chão e as vigas foram concretadas em posição invertida (isto é, com o perfil sobre a laje de concreto e não por baixo, como ocorre usualmente). Esse processo buscou simplificar a execução das fôrmas. Durante a concretagem, observou-se que houve algum deslocamento das fôrmas, o que levou a pequenas imperfeições na laje de concreto, que teve algumas variações de dimensões (largura e espessura). Essas variações foram medidas antes da execução dos ensaios. Para a concretagem, utilizou-se concreto usinado, com f_{ck} solicitado à usina de 30 MPa. A carta-traço do concreto utilizado está apresentada no Anexo A. Cabe comentar que, devido ao cronograma planejado para as atividades, solicitou-se concreto com alta resistência inicial, que poderia ser desformado em 5 dias. Devido à situação da pandemia da COVID-19, todas as atividades na Universidade Federal de Minas Gerais foram interrompidas três dias após a realização da concretagem e as vigas só foram de fato ensaiadas mais de 6 meses depois. Essa observação se faz relevante posto que, caso um concreto jovem fosse utilizado no momento dos ensaios experimentais, seriam observadas, primeiramente, variações quanto à resistência do concreto no período entre ensaios e, em segundo lugar, variações expressivas relativas à sua umidade, que por sua vez afetariam as propriedades térmicas do concreto.

Antes da concretagem, foram medidos as dimensões e o desalinhamento das mesas superior e inferior dos quatro perfis. A altura da seção transversal de aço e a largura da mesa foram medidas em 11 seções transversais da viga. Essas seções são apresentadas na Figura 3-13 e cabe observar que nas seções D e J não foi possível realizar as medições devido à presença dos enrijecedores. Nessas 11 seções, também foi medida a espessura da mesa dos dois lados da viga, nas mesas superior e inferior. Nesses pontos, também foi medido o desvio do eixo da viga,

tomando-se como referência (desvio igual a zero) os pontos onde seriam os apoios da viga. Para a medição destes desvios, de cada lado da mesa, passou-se uma linha esticada e mediu-se a distância da linha à borda da mesa. A espessura da alma foi medida nos dois extremos da viga (seções A e M), em cinco pontos da altura. Os valores medidos para cada uma das vigas dessas dimensões são apresentados a seguir nas Tabelas 3-6 a 3-10.

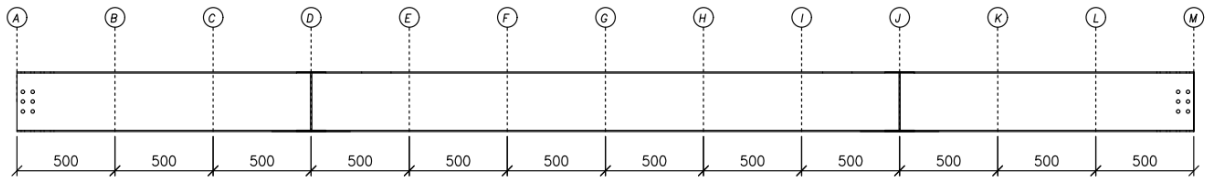


Figura 3-13 - Posição das seções de medição de dimensões e imperfeições da viga.

Tabela 3-6 - - Medidas de dimensões e imperfeições da viga V1.

Seção	x (cm)	b_f^{sup} (mm)	b_f^{inf} (mm)	d (mm)		t_f^{sup} (mm)		t_f^{inf} (mm)		Desvio ^{sup} (mm)		Desvio ^{inf} (mm)	
A	0	106,13	105,6	305	305	5,5	5,9	5,6	5,9	0,0	0,0	0,0	0,5
B	50	106,2	105,25	304	305	5,5	5,9	5,4	5,9	0,0	0,0	-1,0	0,5
C	100	106,09	105,72	305	305	5,5	5,9	5,4	5,9	-0,5	0,0	-1,0	0,0
D	150	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
E	200	105,43	105,25	305	305	5,4	5,8	5,6	5,9	-1,0	-2,0	0,0	0,0
F	250	105,31	105,19	305	305	5,4	5,9	5,6	5,9	-1,5	-2,5	0,0	0,0
G	300	105,45	105,33	305	305	5,4	5,8	5,4	5,9	-1,0	-1,5	0,0	0,0
H	350	105,8	105,52	305	305	5,4	6,1	5,4	5,8	0,0	-1,0	0,0	0,0
I	400	105,91	105,69	305	305	5,6	6,0	5,4	5,8	0,0	0,0	-0,5	1,0
J	450	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
K	500	105,5	105,35	305	305	5,4	5,9	5,7	5,8	0,0	0,0	-1,0	0,5
L	550	105,42	105,34	304	305	5,4	5,9	5,5	6,0	0,0	0,0	0,0	0,0
M	600	105,75	105,1	304	304	5,4	5,9	5,8	6,1	0,0	0,0	0,0	0,0

Tabela 3-7- Medidas de dimensões e imperfeições da viga V2.

Seção	x (cm)	b_t^{sup} (mm)	b_t^{inf} (mm)	d (mm)		t_f^{sup} (mm)		t_f^{inf} (mm)		$\text{Desvio}^{\text{sup}}$ (mm)		$\text{Desvio}^{\text{inf}}$ (mm)	
A	0	105,16	105,33	304	306	6,1	5,6	6,0	5,6	0,0	0,0	0,0	0,0
B	50	105,35	105,25	304	306	5,9	5,5	6,0	5,6	-2,0	-2,0	-1,0	-1,0
C	100	105,56	105,45	304	305	6,0	5,8	5,9	5,7	-4,0	-3,5	-2,0	-2,0
D	150	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
E	200	105,44	105,22	305	305	6,0	5,3	5,9	5,8	-3,5	-4,0	-1,5	-2,0
F	250	105,42	105,32	305	305	6,1	5,6	5,9	5,9	-4,0	-4,0	-1,5	-2,0
G	300	105,42	105,18	304	305	6,0	5,5	6,1	5,7	-3,5	-4,0	-1,0	-2,0
H	350	105,52	105,57	304	305	5,9	5,5	5,8	5,7	-3,0	-3,5	-1,0	-1,0
I	400	105,74	105,58	304	306	5,9	5,3	5,9	5,7	-3,0	-3,0	0,0	-1,5
J	450	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
K	500	105,52	105,52	304	305	5,9	5,5	5,9	5,5	-1,5	-1,0	0,0	0,0
L	550	105,25	104,99	304	305	5,9	5,5	5,9	5,5	-0,5	0,0	0,5	0,0
M	600	105,08	104,87	304	305	5,9	5,5	5,9	5,9	0,0	0,0	0,0	0,0

Tabela 3-8- Medidas de dimensões e imperfeições da viga V3.

Seção	x (cm)	b_f^{sup} (mm)	b_f^{inf} (mm)	d (mm)		t_f^{sup} (mm)		t_f^{inf} (mm)		$\text{Desvio}^{\text{sup}}$ (mm)		$\text{Desvio}^{\text{inf}}$ (mm)	
A	0	104,89	105,16	305	304	6,1	5,9	5,8	5,5	0,0	0,0	0,0	0,0
B	50	105,47	105,98	305	305	5,9	5,6	6,0	5,6	0,0	0,0	0,5	0,0
C	100	105,59	106	305	305	5,9	5,7	6,1	5,4	0,0	0,0	1,0	0,0
D	150	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
E	200	105,34	105,9	305	305	6,0	5,8	6,0	5,8	0,0	-0,5	1,5	0,5
F	250	105,11	105,77	304	306	6,0	5,8	6,1	5,5	-0,5	-0,5	0,5	1,0
G	300	105,08	105,78	305	305	5,8	5,7	6,0	5,6	-1,0	-1,0	0,5	1,0
H	350	105,17	105,62	305	305	5,9	5,5	5,9	5,6	-1,0	-1,0	0,5	0,5
I	400	105,36	106,49	304	305	5,9	5,7	5,8	5,4	0,0	-0,5	0,5	0,0
J	450	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
K	500	105,52	105,96	305	305	5,9	5,6	6,0	5,7	0,5	-0,5	0,5	0,0
L	550	105,63	106,24	305	306	5,9	5,6	6,0	5,4	0,5	0,0	0,0	0,0
M	600	105,61	106,02	304	305	5,9	5,6	6,1	5,5	0,0	0,0	0,0	0,0

Tabela 3-9- Medidas de dimensões e imperfeições da viga V4.

Seção	x (cm)	b_f^{sup} (mm)	b_f^{inf} (mm)	d (mm)		t_f^{sup} (mm)		t_f^{inf} (mm)		Desvio ^{sup}		Desvio ^{inf}	
										(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
A	0	105,58	105,88	305	305	5,8	6,0	5,7	6,0	0,0	0,0	0,0	0,0
B	50	105,69	106,07	305	305	5,7	6,0	5,8	5,9	0,0	1,0	1,0	1,0
C	100	105,55	105,88	305	305	5,7	6,0	5,7	5,9	1,0	1,5	2,5	2,0
D	150	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
E	200	105,68	105,33	305	306	5,6	6,0	5,4	6,0	1,5	2,5	4,5	3,5
F	250	105,23	105,94	305	306	5,6	6,0	5,5	6,0	2,0	2,5	5,0	4,0
G	300	105,96	105,69	305	305	5,6	6,0	5,5	6,1	2,5	3,5	4,5	3,5
H	350	105,6	105,87	305	306	5,5	5,9	5,5	5,9	2,0	3,5	5,0	4,0
I	400	105,35	106,22	305	305	5,7	6,2	5,4	6,0	2,5	2,5	4,5	4,5
J	450	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
K	500	105,95	106,31	305	305	5,7	6,1	5,6	6,1	1,5	2,0	3,5	3,0
L	550	105,7	106,06	305	305	5,6	6,2	5,6	6,0	1,5	0,5	1,5	1,0
M	600	105,56	106,07	305	305	5,6	6,3	5,5	6,0	1,0	0,0	0,0	0,0

Tabela 3-10 - Medidas de espessura da alma.

Viga	Seção	Medidas (mm)					Média (mm)
V1	A	4,64	4,49	4,50	4,68	4,47	4,556
	M	4,44	4,56	4,51	4,57	4,82	4,580
V2	A	4,48	4,41	4,41	4,63	4,48	4,482
	M	4,50	4,45	4,43	4,44	4,56	4,476
V3	A	4,39	4,41	4,34	4,48	4,78	4,480
	M	4,49	4,70	4,58	4,56	4,57	4,580
V4	A	4,51	4,38	4,52	4,43	4,61	4,490
	M	4,52	4,58	4,53	4,40	4,56	4,518

As armaduras foram montadas com as disposições de barras apresentadas anteriormente, isto é, foram colocadas seis barras longitudinais de 8 mm de diâmetro e barras transversais de 6,3 mm espaçadas a cada 150 mm nas vigas V1 e V2, e oito barras longitudinais de 12,5 mm de diâmetro com a mesma armadura transversal nas vigas V3 e V4. Para que as barras ficassem posicionadas a 5 cm do topo da laje, as barras transversais foram fabricadas com uma dobra, ficando com a parte dobrada apoiada diretamente sobre o chão e suspendendo a armadura longitudinal na posição adequada para que fosse realizada a concretagem. A Figura 3-14 ilustra a concretagem das vigas.



(a) Vigas posicionadas para concretagem



(b) Concretagem das vigas

Figura 3-14 - Concretagem das vigas mistas.

No mesmo momento, foram também concretados os blocos que serviram de carregamento para os ensaios e os corpos de prova para caracterização do material.

Após a desforma, as lajes das vigas mistas foram medidas e suas dimensões médias são apresentadas na Tabela 3-11

Tabela 3-11 - Dimensões das lajes das vigas.

Protótipo	Largura média (cm)	Espessura média (cm)	Comprimento (cm)
V1	72,5	11,5	500
V2	72	11,7	499
V3	71	11,0	501
V4	70	11,0	500

3.6 Montagem dos Ensaios e Instrumentação

Para a realização dos ensaios, as vigas foram introduzidas no compartimento com o auxílio de um caminhão *Munck* e posicionadas sobre dois blocos de apoio, os quais foram revestidos com uma manta de lã de rocha aluminizada para que sofressem menor deterioração com o incêndio. De um lado, o enrijecedor de apoio da viga foi colocado sobre uma cantoneira de assentamento. Do outro, foi posicionado sobre um rolete para que o alongamento axial da viga pudesse ocorrer livremente. A Figura 3-15 ilustra a montagem das vigas para realização do ensaio.

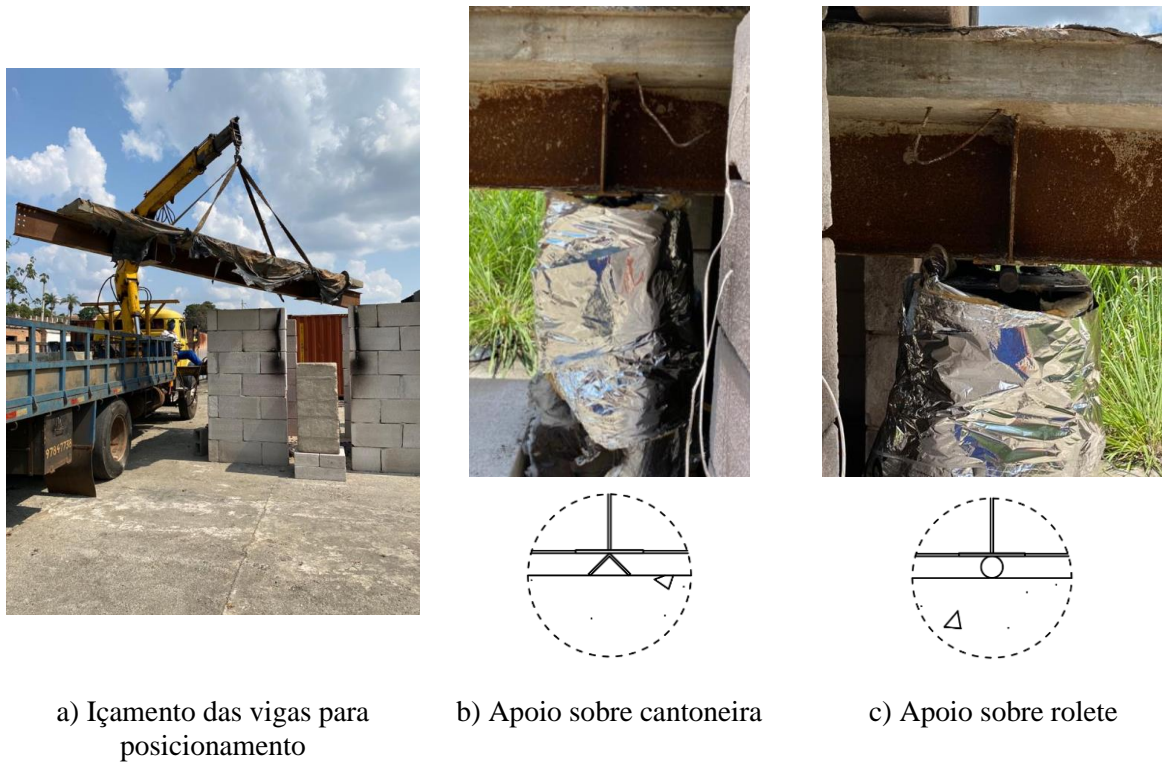


Figura 3-15 - Posicionamento da viga para ensaio e apoios.

Após o posicionamento, foram adicionados os braços para aumentar o momento fletor aplicado, bem como os pesos para promover o carregamento mecânico. A viga com os pesos posicionados é apresentada na Figura 3-16.



Figura 3-16 - Viga mista posicionada para ensaio com os pesos.

Em seguida, a viga foi instrumentada para a realização do ensaio. O posicionamento da instrumentação variou ligeiramente em cada ensaio, conforme se observou necessidade de mudança. Em geral, seis termopares foram soldados à viga de aço, a saber, dois na mesa inferior, dois no meio da alma e dois na mesa superior ou na parte superior da alma, próximo da mesa. Além disso, três termopares do tipo K foram colocados em cada viga no interior da laje de concreto, a 1 metro de distância do centro da viga, a 10 centímetros de seu eixo, presos às armaduras, mas devido a problemas na concretagem, nem todos os termopares permaneceram funcionais e puderam ser utilizados. Alguns tiveram problemas de conexão (possivelmente a solda na sua extremidade se rompeu durante a concretagem) e outros tiveram suas pontas externas perdidas durante a concretagem. Além disso, oito termopares tipo sonda foram colocados no compartimento para medição das temperaturas dos gases durante os ensaios.

Quanto às medições de deslocamento, no ensaio da viga V1, cinco LVDTs foram utilizados, dois para medir os deslocamentos verticais nas extremidades da viga e três para medir o deslocamento transversal – desses últimos, um localizado no centro da viga e dois na parte externa do compartimento. Observou-se após o primeiro ensaio que não ocorria deslocamento transversal no exterior da viga, de maneira que os dois LVDTs para essas medições não foram instalados para os ensaios das vigas V2, V3 e V4. As Figuras 3-17 a 3-20 representam o posicionamento da instrumentação em cada ensaio.

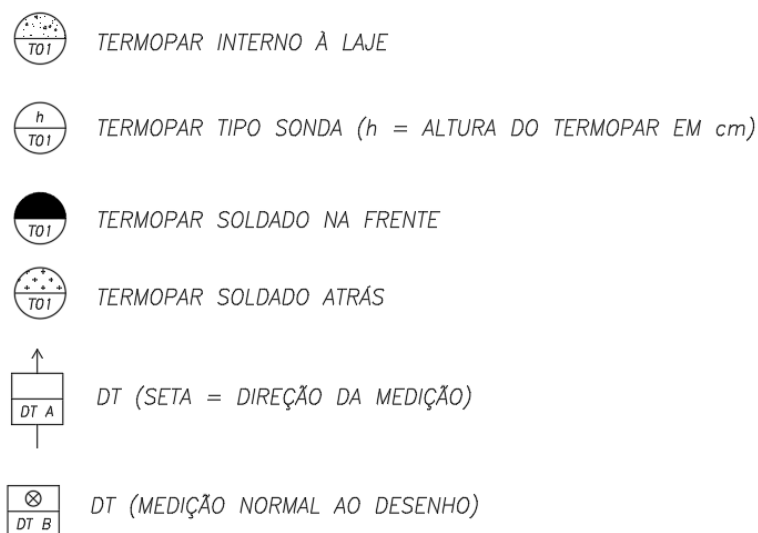


Figura 3-17 - Legenda para ilustração da instrumentação.

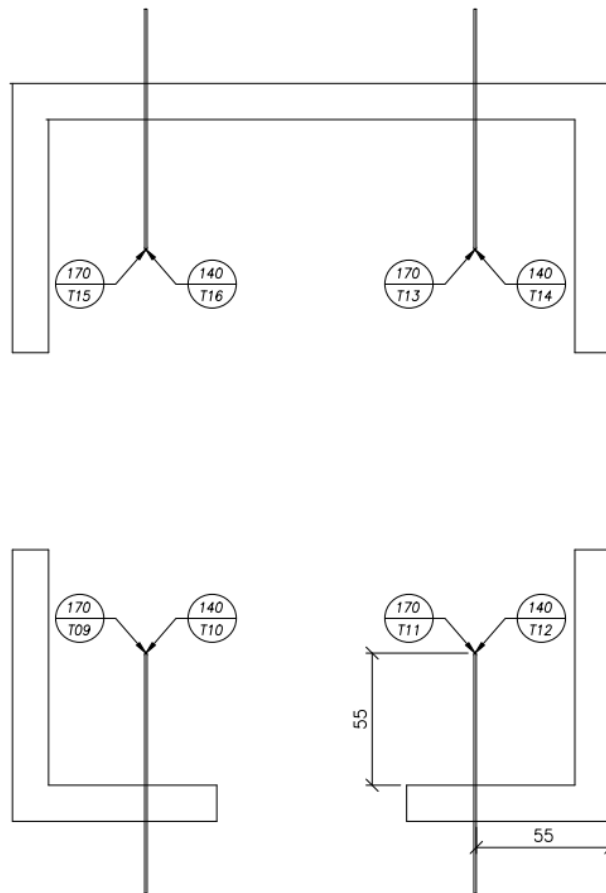


Figura 3-18 - Posicionamento dos termopares do tipo sonda nos ensaios das vigas V1 a V4.

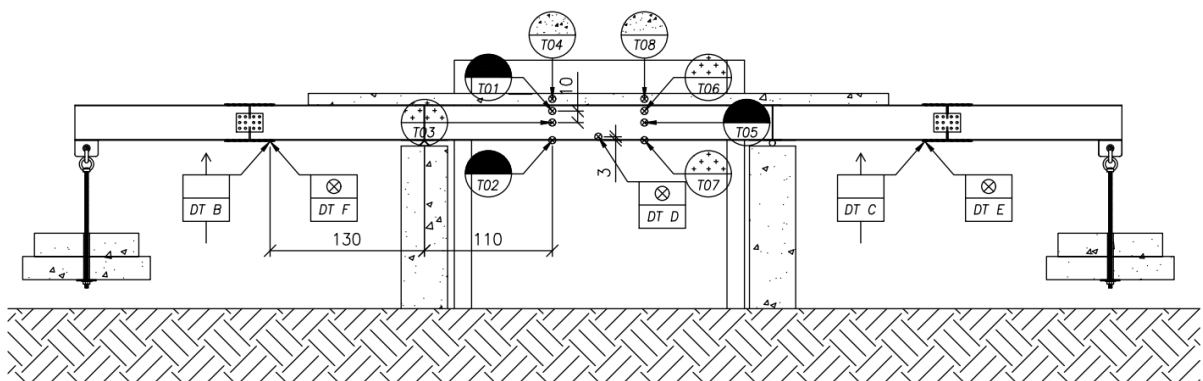


Figura 3-19 - Posicionamento dos termopares soldados e dos LVDTs no ensaio da viga V1. Dimensões em cm.

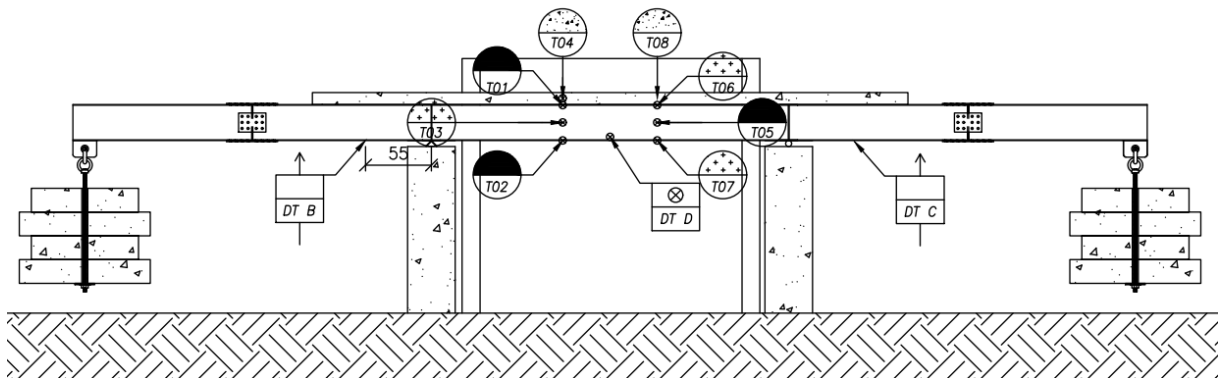


Figura 3-20 - Posicionamento dos termopares soldados e LVDTs nos ensaios das vigas V2, V3 e V4. Dimensões em cm.

Para os termopares soldados à viga, foi utilizada uma bobina de termopares do tipo K, com duplo revestimento de sílica, comercializados e produzidos pela empresa Ômega, com especificação “XS-K-20”, conectados à viga por meio de solda capacitiva, executada com um *Thermocouple Attachment Unit* (TAU) EW-800 produzido pela VMV Costa. Termopares da mesma bobina foram soldados nas suas pontas e utilizados para a medição das temperaturas internas à laje. Quanto aos termopares do tipo sonda, os mesmos equipamentos descritos anteriormente foram utilizados. Para a leitura dos deslocamentos da viga sem que os LVDTs fossem expostos a temperatura excessiva, utilizou-se um fino cabo de aço fixado ao perfil e ao LVDT, afastando ligeiramente o equipamento do calor. No caso da medição de deslocamento transversal, esse cabo teve de ser mais extenso, de maneira que o LVDT estava a aproximadamente 4 metros do ponto de medição do deslocamento. A Figura 3-21 indica o posicionamento desses LVDTs e de seus cabos, e a Figura 3-22 ilustra alguns dos termopares soldados ao perfil de aço.



a) LVDT e cabo de aço (indicado em vermelho) para medição de deslocamento vertical.



a) LVDT e cabo de aço (indicado em vermelho) para medição de deslocamento transversal.

Figura 3-21 - Posicionamento dos LVDTs.



Figura 3-22 - Termopares soldados ao perfil para medição de temperaturas e parte da carga de incêndio posicionada.

A carga de incêndio na forma de pallets foi posicionada como realizado na medição inicial de temperatura. A massa de *pallets* (carga de incêndio) utilizada em cada ensaio é apresentada na Tabela 3-12. Além dos *pallets*, foram utilizadas duas pastilhas de álcool sólido de 10 gramas cada. Para auxiliar no início do incêndio, um *pallet* foi desmontado e colocado na forma de pequenas ripas próximo às pastilhas de álcool sólido.

Tabela 3-12 - Carga de incêndio nos ensaios.

Modelo	Massa total de pallets utilizada (kg)
V1	167,9
V2	198,2
V3	190,0
V4	196,5

Quanto aos pesos utilizados para o carregamento mecânico, cada um dos blocos foi medido para os ensaios. As suas dimensões médias estão apresentadas na Tabela 3-13.

Tabela 3-13 - Medidas dos blocos que serviram de carregamento mecânico.

Bloco	Altura (cm)	Largura (cm)	Comprimento (cm)	Volume (m³)	Massa estimada (kg)
1	21	111	92	0,214	528,58
2	21	109	90	0,206	508,82
3	20	111	93	0,206	508,82
4	21	112	90	0,212	523,64
5	21,5	111	91	0,217	535,99
6	20,5	113	91	0,211	521,17
7	21	110	93	0,214	528,58
8	21	112	92	0,216	533,52

Nos ensaios das vigas V1 e V2, foram utilizados, do lado esquerdo, os blocos 1 e 2 e do lado direito, os blocos 3 e 4. Nos ensaios de V3 e V4 foram adicionados os blocos 5 e 6 do lado esquerdo, e 7 e 8 do lado direito. As massas de dez corpos de prova cilíndrico, bem como suas dimensões foram medidas e obteve-se massa específica média de 2470 kg/m³.

Em cada ensaio, após posicionamento das vigas, do carregamento e da instrumentação, iniciou-se o incêndio no compartimento, o qual foi mantido até o consumo de toda a carga de incêndio. Nos casos em que houve colapso da viga, o carregamento mecânico foi encerrado quando os pesos tocaram o solo. Os ensaios foram então desmontados, e repetiu-se o processo para o ensaio seguinte. A Figura 3-23 ilustra um dos ensaios em curso, com os pesos já tocando o solo, indicando o colapso da viga mista.



Figura 3-23 - Viga mista após o colapso, durante o ensaio.

3.7 Resultados dos Ensaios

Para cada ensaio, são apresentadas a seguir as curvas de tempo vs. temperatura nos termopares já indicados e de tempo vs. posição dos cursores nos LVDTs posicionados.

Inicialmente, as Figuras 3-24, 3-25 e 3-26 indicam as curvas obtidas para os ensaios realizados na viga V1.

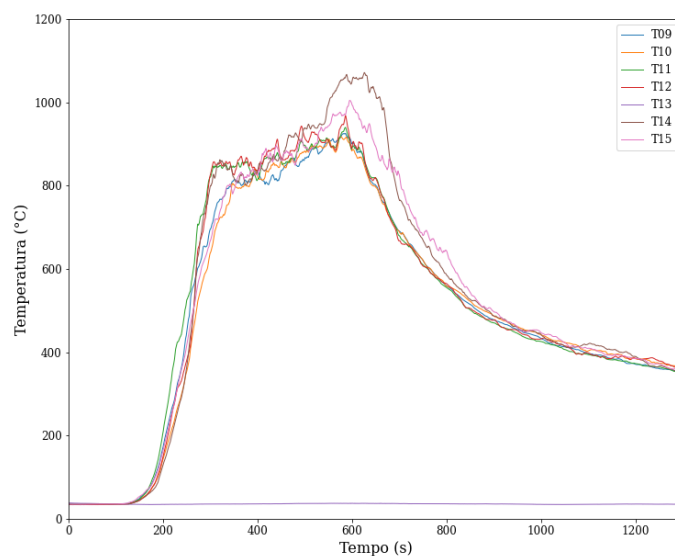


Figura 3-24 - Temperaturas no compartimento durante o ensaio em V1.

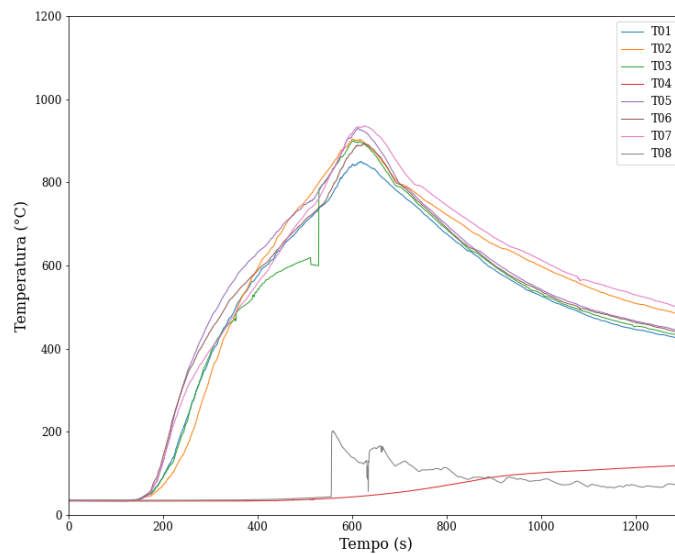


Figura 3-25 - Temperaturas no perfil e na laje durante ensaio em V1.

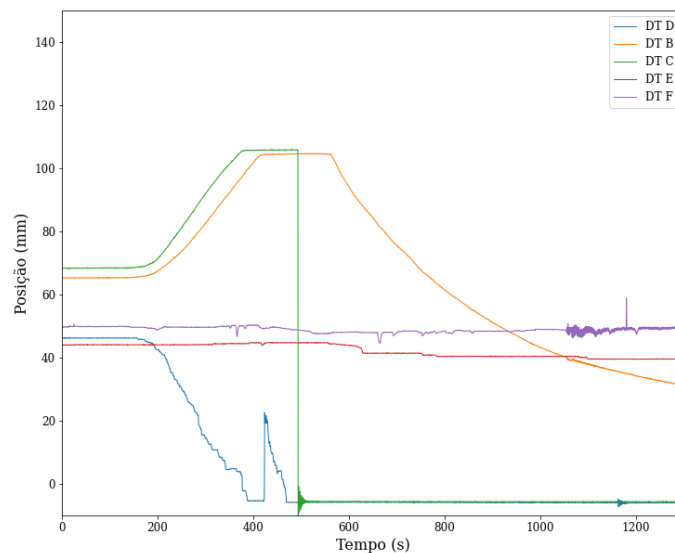


Figura 3-26 - Posição dos cursores dos LVDTs durante o ensaio em V1.

Os ensaios em V1 apresentaram os seguintes problemas: primeiramente, o termopar T15 não apresentou leitura durante o ensaio, portanto seus dados foram descartados. Em segundo lugar, no curso do ensaio, o termopar T03 apresentou leitura inconsistente por certo tempo, voltando depois a apresentar leituras corretas. O termopar T08 (inserido na laje) apresentou leituras errôneas após aproximadamente 500 segundos e seus resultados também foram descartados. Quanto às leituras dos LVDTs, os transdutores que mediram deslocamentos verticais (DT B e DT C) alcançaram o fim de seu curso e assim permaneceram por algum tempo. Além disso, o DT C teve seu cabo rompido e parou de apresentar leituras após aproximadamente 500 segundos. Os transdutores DT E e DT F, que registraram os deslocamentos transversais no

exterior do compartimento não apresentaram variação de sua posição no curso do ensaio (exceto por pequenas variações que podem ser associadas ao movimento dos seus cabos de fixação) e, por isso, não foram utilizados nos ensaios subsequentes. Finalmente, o DT A alcançou o fim de seu curso rapidamente, o que pode ter ocorrido por um alongamento térmico excessivo do cabo de sua fixação. Para melhores leituras dos deslocamentos nos ensaios posteriores, os transdutores de deslocamento para medição do deslocamento vertical da viga foram aproximados dos apoios, passando a distar 55 cm desses apoios e os transdutores transversais externos ao compartimento foram removidos. Observa-se também oscilações nas leituras dos termopares tipo sonda. Essas oscilações são normais e decorrentes dos movimentos de convecção dos gases ao redor destes termopares. Como as sondas possuem inércia térmica muito baixa, as oscilações são perceptíveis. O mesmo não ocorre nas leituras nos perfis, que possuem inércias térmicas muito maiores e portanto indicam leituras com menor ruído.

Apresentam-se a seguir, nas Figuras 3-27, 3-28 e 3-29, as curvas relativas aos ensaios na viga V4, segunda a ser ensaiada.

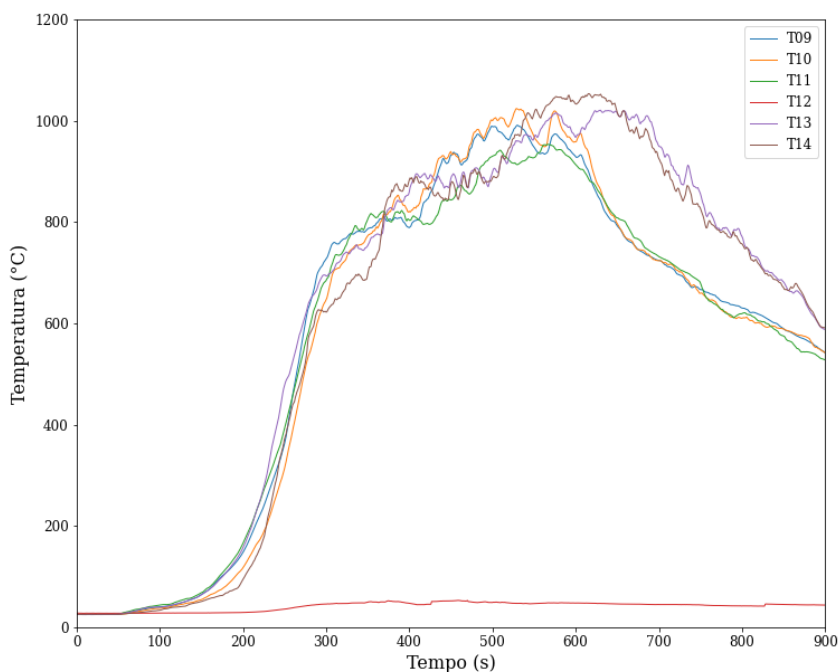


Figura 3-27 - Temperaturas no compartimento durante o ensaio em V4.

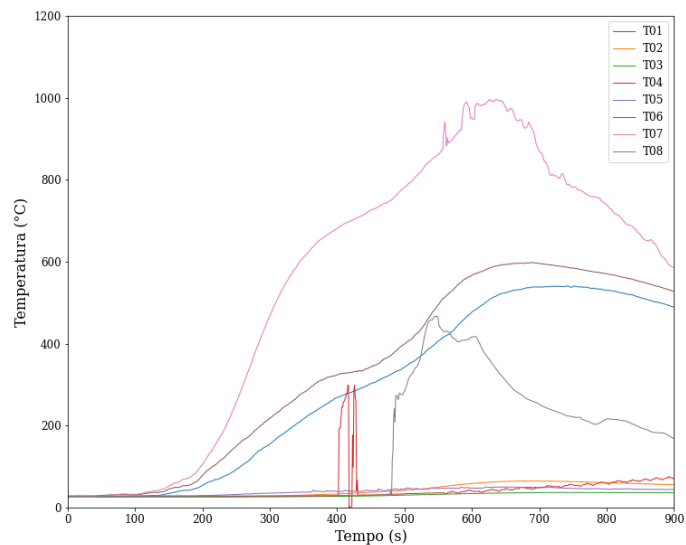


Figura 3-28 - Temperaturas na viga durante o ensaio em V4.

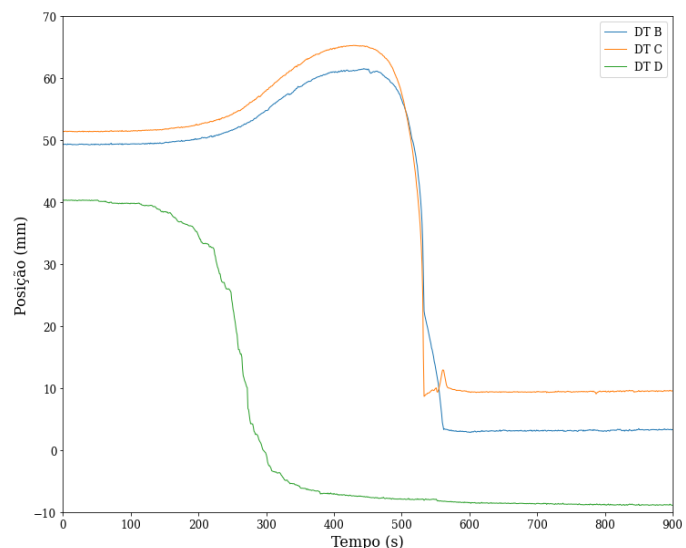


Figura 3-29 - Posição do cursor dos LVDTs durante o ensaio em V4.

Durante o ensaio da viga V4, diversos problemas ocorreram com os termopares que monitoraram a viga, mais especificamente com TP02, TP03, TP04, TMP05 e TP08. Tais problemas ocorreram devido a um curto que não pôde ser percebido, e só foi encontrado posteriormente. Esses curtos foram resolvidos nos ensaios subsequentes, quando os termopares soldados passaram a ser testados com maçarico antes da execução do ensaio.

No ensaio da viga V4 (Figura 3-29), é possível observar, em aproximadamente 500 segundos, uma queda abrupta das posições dos cursores dos LVDTs B e C. Tal queda é indicativa do colapso da viga mista, e só é interrompida quando os pesos tocam o chão, cessando o

carregamento mecânico atuante sobre a viga. Esse mesmo comportamento foi observado nos ensaios seguintes.

As Figuras 3-30 a 3-35 apresentam os resultados obtidos nos ensaios das vigas V2 e V3. Nessas curvas, sensores que indicaram leituras inconsistentes já foram excluídos. No ensaio de V3, quando já se tinha mais experiência com o procedimento de ensaio, nenhum sensor apresentou inconsistências.

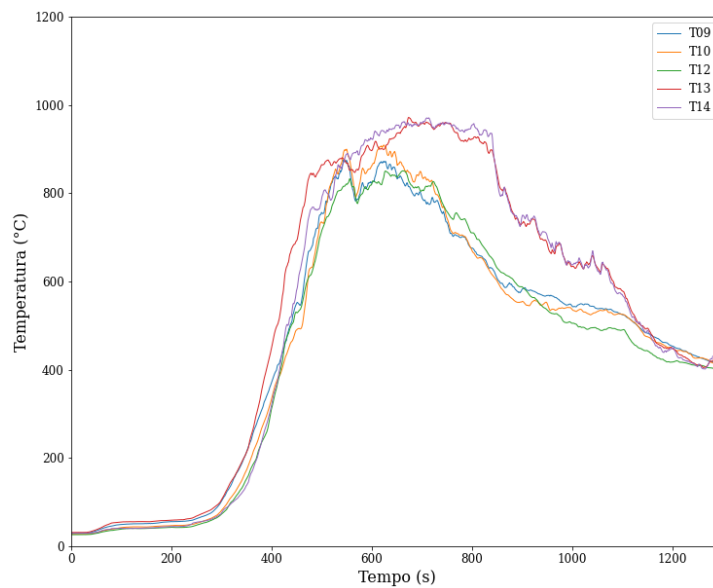


Figura 3-30 - Temperaturas no compartimento durante o ensaio em V2.

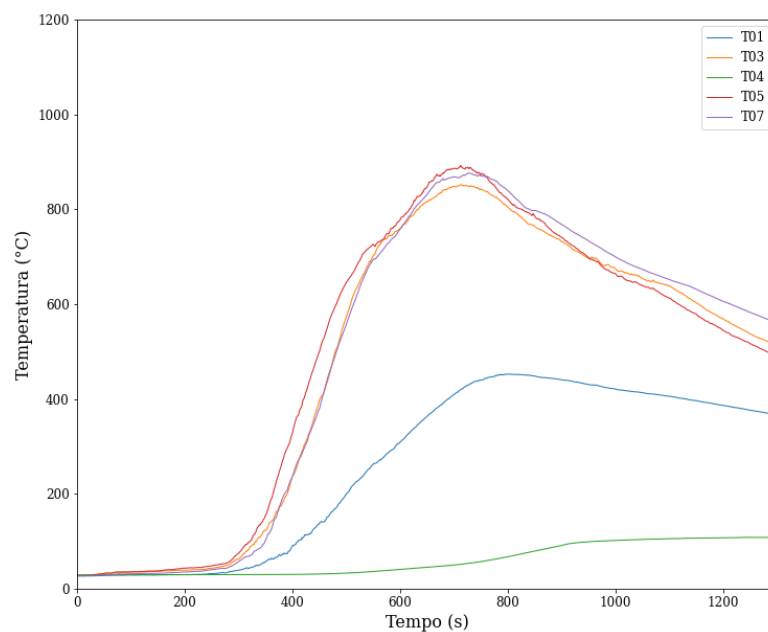


Figura 3-31 - Temperaturas na viga durante o ensaio em V2.

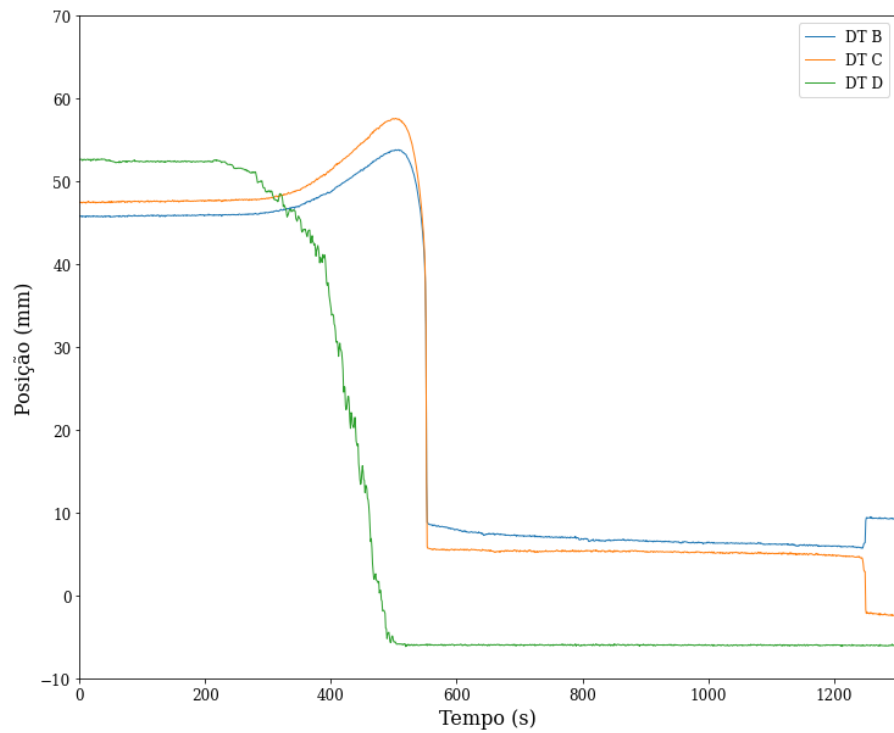


Figura 3-32 - Posição dos cursores dos DTs durante ensaio em V2.

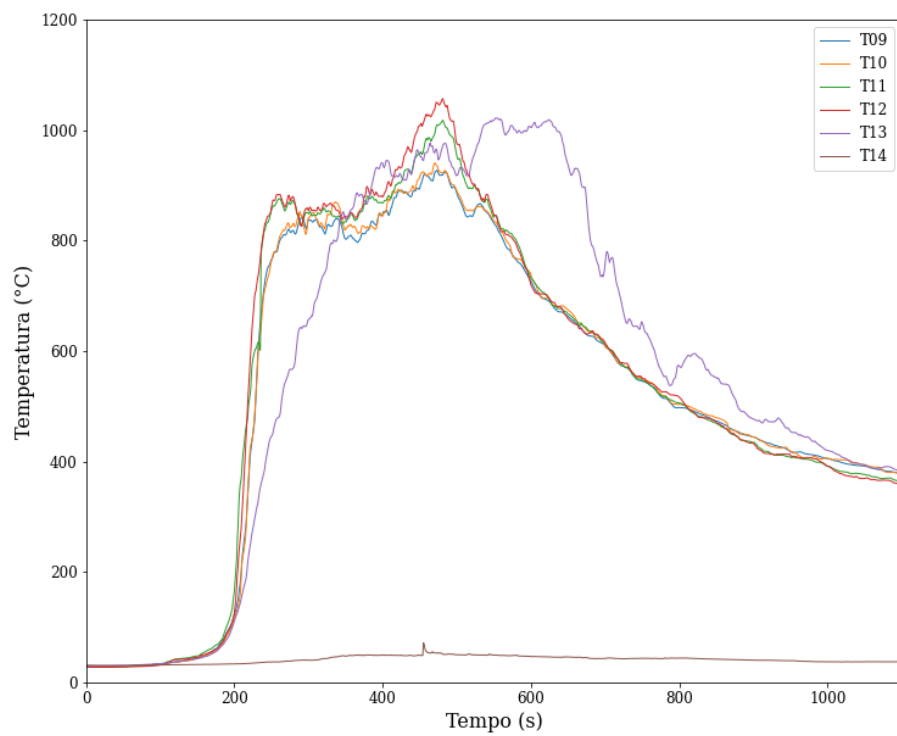


Figura 3-33 - Temperatura no compartimento durante o ensaio em V3.

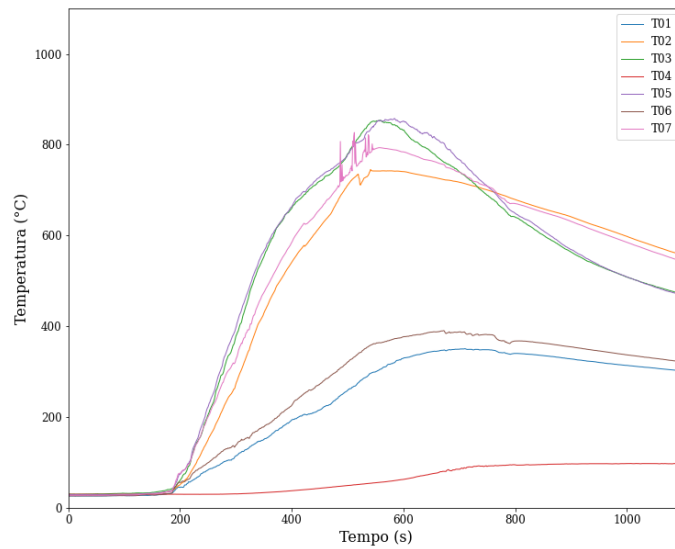


Figura 3-34 - Temperaturas na viga durante o ensaio em V3.

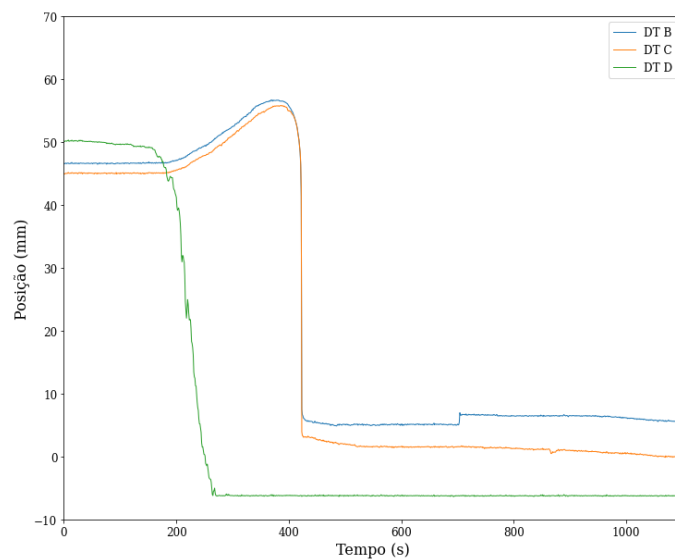


Figura 3-35 - Posição dos cursores dos LVDTs durante o ensaio em V3.

3.8 Discussão dos Resultados

Em todos os ensaios, o seguinte comportamento geral foi observado:

- Com o início do incêndio, o perfil de aço se aqueceu mais rapidamente que a laje de concreto, provocando uma curvatura com concavidade voltada para cima no interior do compartimento;
- Tal curvatura provocou uma elevação dos pesos nas extremidades da viga;
- Com o aquecimento, o perfil de aço sofreu degradação de suas propriedades mecânicas. A queda do módulo de elasticidade fez com que, em determinado momento, o

deslocamento mecânico da extremidade da viga se tornasse superior àquele ocasionado pelo gradiente de temperatura na seção transversal;

- Com o avanço do incêndio e elevação da temperatura, em certo momento, a seção deixou de ter capacidade resistente para o carregamento mecânico externo, o que provocou a queda rápida dos pesos e indicou o colapso da viga mista;
- Os pesos externos tocaram o chão, cessando o carregamento mecânico externo sobre a viga.

Os ensaios foram iniciados com a viga V1 por questões de segurança. Ressalta-se que essa viga corresponde à de maior armadura e de menor carregamento mecânico externo atuante. Assim, previu-se que fosse a de maior tempo de resistência ao fogo. Na realidade, o que se observou no ensaio foi que V1 não sofreu colapso total, com o esgotamento de sua capacidade resistente, embora tenha sofrido um forte processo de degradação e deformações excessivas, indicativas de FLD acompanhada de flambagem local. Nesse ensaio, os pesos não chegaram a tocar o chão, como observou-se nos outros experimentos, indicando que ainda existia capacidade resistente na viga. A Figura 3-36 apresenta a viga V1 deformada após a execução do ensaio.



Figura 3-36 - Viga V1 após o ensaio, evidenciando flambagem lateral com distorção e flambagem local.

Dado que a viga V1 possuía laje com mais armadura e carregamento mecânico externo baixo, é possível que com o incêndio, embora o perfil de aço tenha perdido a maioria de sua capacidade resistente, a laje de concreto armado (que aquece bem mais lentamente, especialmente

considerando-se que o aquecimento dos gases devido ao incêndio é extremamente rápido no compartimento ensaiado) tenha sido responsável por sustentar o carregamento externo. Nos outros ensaios, teve-se menor taxa de armadura e/ou maior carregamento externo, de maneira que a laje também teve sua capacidade esgotada no curso do ensaio.

O segundo ensaio foi realizado na viga V4, de menor taxa de armadura, com o mesmo carregamento mecânico de V1, e nesse caso, além de se esperar menor capacidade resistente total, adicionou-se carga de incêndio ao compartimento em relação ao experimento anterior (passando de aproximadamente 170 kg para aproximadamente 200 kg). Tal adição teve o intuito não só de aumentar a temperatura máxima no compartimento, mas também de aumentar a duração do incêndio, de maneira a garantir o colapso da viga ensaiada.

A Figura 3-37 ilustra a viga V4 após o ensaio. Novamente, observou-se que a viga sofreu colapso por FLD acompanhada de flambagem local (embora menos pronunciada que em V1). Como a viga V1 possuía mais armadura na laje, sua linha neutra era mais elevada em relação a V4, de maneira que é mais fácil que se tenha flambagem local, motivo pelo qual o fenômeno local foi mais relevante e mais visível em V1. Além disso, é interessante notar que o modo de flambagem lateral com distorção apresentou duas semiondas, em vez de uma única, modo que não é previsto pela equação de momento crítico de Roik *et al.* (1990), mas que é considerado por Dias *et al.* (2019).



a) Viga ainda montada após o ensaio.



b) Vista inferior da viga após ensaio, evidenciando duas semiondas na flambagem lateral com distorção.

Figura 3-37 - Viga V4 após os ensaios.

Ainda na viga V4, foi observado o esgotamento da capacidade resistente, caracterizado por uma queda abrupta do deslocamento vertical, que só cessou quando os pesos tocaram o solo (interrompendo o carregamento mecânico). Nesse caso, o colapso ocorreu com aproximadamente 510 segundos, quando se tinha temperatura aproximada na alma de 790 °C. Ressalta-se que, para essa temperatura, tanto o módulo de elasticidade do aço quanto sua resistência ao escoamento já são de aproximadamente 10% dos seus valores em temperatura ambiente (com base nas prescrições do EN 1994-1-2:2005), de maneira que o perfil de aço colabora muito pouco na capacidade resistente final da viga mista.

Comportamento bastante similar foi observado no terceiro ensaio, realizado na viga V2 (com maior taxa de armadura, e carregamento mecânico também máximo). Nesse caso, o modo de colapso da viga mista também foi de flambagem local acompanhada de FLD (nesse caso, com apenas uma semionda). Observa-se claramente que a flambagem local, novamente, é bastante explícita, posto que a linha neutra é elevada pela presença das armaduras, facilitando o fenômeno. A viga V2, após os ensaios, é ilustrada na Figura 3-38, evidenciando as observações já feitas.



a) Viga ainda montada após o ensaio, com evidências de flambagem local da mesa e da alma.



b) Vista inferior da viga após ensaio, evidenciando uma semiondas na flambagem lateral com distorção.

Figura 3-38 - Viga V2 após os ensaios.

Também é interessante notar que, como apenas a parte interna se aqueceu nas vigas, o modo de flambagem ocorre sem que se observem deslocamentos típicos do empenamento na mesa inferior. De fato, por ter as extremidades frias (e um enrijecedor relativamente robusto nos apoios), a rigidez ao empenamento nas extremidades da viga é proporcionalmente elevada

quando comparada ao meio do vão, de maneira que a flambagem ocorre sem empenamento nas extremidades.

No caso da viga V2, o colapso ocorreu com aproximadamente 535 segundos, e temperatura na alma de 660 °C. Nesse caso, os fatores de redução da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade são de aproximadamente 0,35 e 0,22 respectivamente quando se consideram as prescrições do EN 1994-1-2:2005.

Finalmente, a última viga ensaiada (V3) teve a menor taxa de armadura, com o maior carregamento mecânico. Nesse caso, observou-se que o colapso ocorreu novamente por FLD (com apenas uma semionda) acompanhada de leve flambagem local. Ressalta-se que o fato de apresentar menor taxa de armadura faz com que se tenha menor influência da flambagem local, de maneira que na viga V3 foi observada uma deformada em seu colapso que evidencia mais a FLD. A Figura 3-39 apresenta a deformação da viga V3 durante e após o ensaio.



a) Viga ainda montada no final do ensaio.



b) Vista inferior da viga após ensaio, evidenciando uma única semionda na flambagem lateral com distorção.

Figura 3-39 - Viga V3 após os ensaios.

No ensaio em V3, observou-se a queda abrupta do deslocamento em aproximadamente 420 segundos, instante em que a alma estava a aproximadamente 650 °C. Nota-se que essa temperatura é muito próxima daquela em que se teve o colapso de V2. Contudo, cabe ressaltar aqui dois pontos principais. Primeiramente, quanto à evolução de temperaturas no compartimento, o último ensaio foi efetuado em um dia extremamente seco, e de bastante vento, de maneira que o aquecimento dos gases ocorreu mais rapidamente que nos outros ensaios. Esse tipo de situação é natural em ensaios com incêndios reais, e é de difícil controle. O elemento mais esbelto e que sofre o aquecimento mais rápido da viga mista é justamente a alma, de maneira que embora se tenha aproximadamente a mesma temperatura na alma, nos outros componentes da seção transversal a temperatura é outra. O ensaio anterior registrou, para o momento aproximado do colapso, 668 °C na mesa inferior (aproximadamente a mesma temperatura da alma), ao passo que no ensaio de V3 teve-se 575 °C na mesa inferior, evidenciando as diferenças. Além disso, a principal responsável pela capacidade resistente das vigas mistas é o perfil de aço. Após a falha da viga de aço, as armaduras, embora auxiliem, não são capazes de manter a capacidade resistente da viga mista, de maneira que possuem um papel bem menos influente no comportamento da viga próximo da falha. Essas armaduras possuem grande relevância nos estágios iniciais do incêndio, inclusive afetando o modo de flambagem das vigas como já discutido, mas após a perda de capacidade resistente do perfil de aço, passam a exercer um papel secundário.

No que tange aos deslocamentos transversais, cabe comentar que se tem incertezas quanto às medições realizadas. Tal consideração pode ser facilmente constatada observando-se que os cabos utilizados para medição desses deslocamentos se inserem aproximadamente 1,5 m no forno. Além disso, possuem massividade altíssima, de maneira que sua temperatura praticamente acompanha a dos gases no interior do forno. Assim sendo, considerando-se um trecho de 1,5 m de cabo de aço inserido no forno e aquecido a 1000 °C, tem-se, devido à dilatação um aumento de comprimento do cabo da ordem de 2,1 cm. Tal aumento é da mesma ordem de grandeza (para instantes iniciais do incêndio, é até maior) que os deslocamentos esperados para a FLD da viga mista. Os resultados apresentados não foram modificados para levar em conta tal variação do comprimento. Ademais, o curso do LVDT utilizado era de apenas 100 mm, e ele foi posicionado no meio de seu curso para o ensaio (posto que a flambagem poderia ocorrer para qualquer dos lados da viga), resultando em uma medição máxima de 50

mm. Observa-se que a dilatação do cabo possui grande influência nas medições realizadas, causando imprecisões dessas medições.

Finalmente, é importante reforçar que o pequeno número de ensaios aqui realizado tem por objetivo servir como base para a validação dos modelos numéricos, e não o esgotamento do estudo acerca do comportamento de vigas mistas sujeitas à FLD em situação de incêndio.

4

ESTUDO NUMÉRICO

4.1 Considerações Gerais

Estudos numéricos são frequentemente utilizados na avaliação do comportamento estrutural em incêndio devido ao alto custo de ensaios em modelos físicos. Em geral, o método dos elementos finitos é uma ferramenta adequada para a simulação do comportamento das estruturas, fornecendo bons resultados, próximos dos observados em experimentos físicos (Ribeiro, 2009). Há alguns programas desenvolvidos especificamente para o estudo do comportamento estrutural em situação de incêndio (por exemplo, os conhecidos VULCAN e SAFIR), de uso, de certa forma, rápido e simples, porém com algumas simplificações. Há também códigos, geralmente comerciais, que permitem análises tanto térmicas quanto estruturais e que podem ser acopladas para o estudo das estruturas em situação de incêndio (caso dos programas ANSYS e ABAQUS). Por não serem desenvolvidos especificamente com a finalidade de estudar o comportamento das estruturas em situação de incêndio, o desenvolvimento de modelos nesse tipo de programa é bem mais complexo, mas permite uma análise com nível pequeno de simplificações.

No presente estudo, utilizou-se o código comercial de elementos finitos ANSYS Mechanical APDL v. 2019 R3 (ANSYS, 2019), o qual já foi utilizado com sucesso em diversos outros estudos para análise do comportamento estrutural em situação de incêndio. Os modelos numéricos foram desenvolvidos a partir de códigos parametrizados, permitindo, com pequenas modificações, variações na geometria, materiais, condições de contorno, exposição ao incêndio, entre outros parâmetros de interesse.

4.2 Tipos de modelos analisados

Dois tipos de modelos foram analisados para o presente estudo: um modelo denominado “simplificado” e outro modelo, denominado “completo”. Via de regra, o modelo de cálculo utilizado para a determinação da capacidade resistente de vigas mistas sujeitas à FLD considera que o concreto não colabora na capacidade resistente da viga, posto que fissura quando sujeito à tração. Nesse caso, são considerados somente o perfil de aço e a armadura tracionada na largura efetiva da laje. Além disso, para a avaliação do comportamento estrutural, ignorar inicialmente a influência da curva de aquecimento na resposta do modelo pode auxiliar na obtenção de informações importantes a respeito do fenômeno estudado. Assim, nos **modelos simplificados**, considera-se somente um perfil de aço acoplado à armadura da laje, ao qual se aplica uma distribuição previamente definida de temperatura e então a solicitação mecânica. Nesse caso, as forças são aumentadas até que se observe o colapso da viga, isto é, realiza-se uma análise em regime estacionário. Já nos **modelos completos**, todos os fenômenos possíveis são considerados, isto é, modela-se uma viga mista completa, incluindo a conexão de cisalhamento, a laje de concreto, o contato entre laje e perfil, entre outros, submete-se essa viga a um carregamento inicial, e então a elevação de temperatura é considerada, resultando em um campo de temperatura não uniforme na viga, até que se observe o seu colapso simulando-se a viga em regime transiente.

Os dois tipos de modelos podem ser considerados adequados para a determinação da capacidade resistente de vigas mistas. O primeiro, simplificado, é de mais simples análise, e, portanto, permite a avaliação de um número maior de casos, bem como uma maior aderência entre as hipóteses de dimensionamento consideradas e o modelo numérico. O segundo, mais complexo, é mais realista e, portanto, fornece resultados mais fiéis ao que se deve encontrar na prática, mas por outro lado, além de mais intrincado para a análise, não é tão similar às simplificações conservadoras que normalmente são adotadas para projeto, e deve fornecer capacidades resistentes mais elevadas que o procedimento de cálculo.

A seguir, são descritos os dois tipos de modelos implementados e avaliados a fim de determinar a capacidade resistente das vigas mistas contínuas sujeitas à FLD, bem como os modelos parametrizados avaliados e os resultados obtidos.

4.3 Modelos Simplificados

Para determinar o momento resistente à FLD de vigas mistas de maneira simplificada, foram elaborados modelos que consideram somente o perfil de aço e a armadura contida na laje de concreto, sem representação direta da laje ou da conexão de cisalhamento. Assim, os modelos numéricos foram compostos por três partes principais, cada uma com um tipo de elemento finito diferente, a saber:

- O próprio perfil de aço, formados por elementos de placa/casca do tipo SHELL181, com quatro nós e seis graus de liberdade por nó (três deslocamentos lineares e três rotações);
- A armadura contida na laje de concreto, formada por elementos de barras de treliça do tipo LINK180, com dois nós e três graus de liberdade por nó (os três deslocamentos);
- Elementos rígidos, formados por elementos de barra de pórtico do tipo BEAM188, com dois nós e seis graus de liberdade por nó (três deslocamentos e três rotações), responsáveis por promover a conexão entre o perfil e as armaduras e uma região rígida no apoio para aplicação do carregamento. Tais elementos se comportam de maneira idêntica aos elementos “*Multi-Point Constraint*” (MPC) frequentemente empregados em simulações numéricas, porém tiveram sua rigidez definida manualmente para evitar problemas que surgem quando se realiza um acoplamento de graus de liberdade com elementos MPC.

Esses elementos são indicados na Figura 4-1 em um dos modelos analisados. Em azul, tem-se os elementos do tipo SHELL181, em vermelho os elementos LINK180 e em roxo, os elementos do tipo BEAM188.

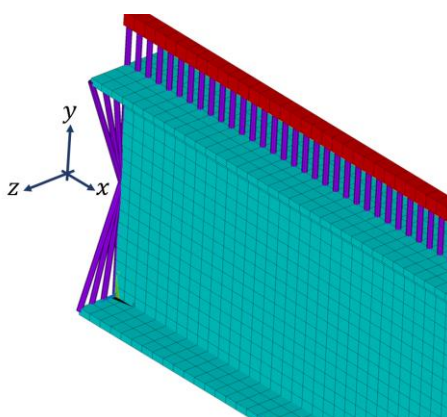


Figura 4-1 - Indicação dos elementos utilizados nos modelos numéricos.

Para a modelagem dos materiais, foram adotadas as curvas tensão-deformação do aço do perfil e da armadura apresentadas no EN 1994-1-2:2005. Em todos os modelos foi adotado aço dos perfis com resistência ao escoamento em temperatura ambiente (f_y) igual a 345 MPa e módulo de elasticidade igual a 200 GPa e para as armaduras, as propriedades adotadas foram de 500 MPa e 200 GPa respectivamente. Os fatores de redução das propriedades mecânicas do EN 1994-1-2:2005 foram utilizados.

Todos os modelos foram elaborados na forma de barras simplesmente apoiadas, com vínculos de garfo nas extremidades, e sujeitas a diagrama de momento fletor negativo uniforme, ocasionado por um momento concentrado em cada extremidade da viga. Para a introdução dos momentos fletores, foram gerados elementos rígidos nas extremidades da seguinte maneira:

- Primeiramente, do nó central da alma do perfil (denominado N1), foram criados elementos de barra conectando o nó N1 a cada um dos nós do tê superior do perfil;
- Um novo nó (N2) foi criado com as mesmas coordenadas do nó N1, porém independente da malha de elementos de placa do perfil;
- Foram criados elementos de barra conectando o nó N2 a cada um dos nós do tê inferior do perfil;
- Os nós N1 e N2 tiveram os deslocamentos nas três direções (x , y e z) e as rotações em duas direções (x e z) acoplados.

Desta maneira, gera-se uma região rígida no apoio do perfil, impedindo a distorção, mas permitindo-se o empenamento nessa seção transversal, já que a rotação em torno do eixo vertical y não foi acoplada entre os nós. Os nós N1 e N2 (geometricamente coincidentes, embora afastados na figura para facilitar a ilustração) e os elementos rígidos do tê superior (em azul) e do tê inferior (em verde) são ilustrados na Figura 4-2

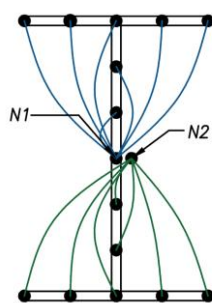


Figura 4-2 - Ilustração dos elementos rígidos para apoios e introdução de momento concentrado nos modelos numéricos.

Para a aplicação das condições de contorno desejadas, os nós N1 nos dois extremos da viga tiveram seus deslocamentos no plano da seção transversal impedidos, bem como as rotações de torção e de flexão na menor inércia do perfil. O deslocamento axial foi impedido somente em uma das extremidades da viga. Nos nós N1 dos dois extremos também foi aplicado um momento concentrado, comprimindo a porção inferior do perfil de aço.

Para a consideração da restrição imposta pela laje de concreto, os deslocamentos laterais (direção z da Figura 4-1) bem como a rotação ao longo do eixo do perfil (eixo x) foram impedidos nos nós centrais da mesa superior. Na prática, essa restrição à rotação pode ser parcial, mas como já discutido, com o maior aquecimento do perfil de aço em comparação à laje, a rigidez rotacional da alma do perfil torna-se em geral muito menor que a da laje, de maneira que uma restrição absoluta pode ser considerada sem grandes perdas de precisão. Ademais, conforme mostrado por Dias *et al.* (2019), a consideração da rigidez da laje pode ser feita de maneira independente.

Outro problema surge da conexão da armadura ao perfil de aço, uma vez que não se tem a laje de concreto modelada explicitamente. Para essa conexão, o seguinte procedimento foi adotado:

- A malha de elementos finitos da armadura foi confeccionada alinhada à do perfil, isto é, para cada nó da barra que representa a armadura havia um nó correspondente alinhado a ele, na união entre a mesa e a alma do perfil de aço;
- Para cada um desses pares de nós alinhados do conjunto perfil de aço/armadura, foi criado um elemento rígido de barra de pórtico, como feito nas regiões dos apoios, gerando acoplamento do perfil com a armadura.

Esse procedimento fez com que a armadura trabalhasse de maneira solidária ao perfil para a flexão em torno da maior inércia, sem que esses elementos rígidos tivessem qualquer outra influência na resposta dos modelos numéricos. Esses elementos podem ser vistos em roxo ligando o perfil de aço à barra vermelha de armadura na Figura 4-1. Esse tipo de modelagem promove comportamento igual ao teorizado para interação total entre perfil e laje de concreto.

Um estudo de sensibilidade quanto à malha dos modelos foi conduzido e foram adotados elementos com largura igual a um sexto da largura da mesa, dimensão que levou a um desvio menor que 1% do valor de momento crítico obtido para uma malha ligeiramente mais refinada, com elementos iguais a um oitavo da largura da mesa. A malha adotada levou a resultados satisfatórios com pouco custo computacional.

Imperfeições geométricas foram introduzidas aos modelos numéricos com modo igual ao primeiro modo de flambagem da viga e magnitude igual a um milésimo do comprimento de semionda desse modo flambagem. Diversos tipos diferentes de imperfeições, desde as baseadas no modo de flambagem até imperfeições com configurações mais similares às que são normalmente observadas em vigas de aço foram avaliadas. Observou-se que a adoção de uma magnitude de imperfeição baseada somente no comprimento da viga levava a curvaturas expressivas nos modelos com muitas semiondas de flambagem, conduzindo a resultados excessivamente conservadores. Optou-se, portanto, por utilizar o comprimento de semionda e não o comprimento da viga, condição que leva a resultados ainda ligeiramente conservadores quando comparados aos que são normalmente observados em vigas de aço, embora permitindo uma boa observação do fenômeno da FLD. Uma discussão mais extensa sobre a seleção desse modo e magnitude para as imperfeições geométricas é apresentada por Filla *et al.* (2021).

O código implementado permite a consideração de quatro diferentes temperaturas, denominadas θ_1 (temperatura da mesa inferior), θ_w (temperatura da alma), θ_2 (temperatura da mesa superior) e θ_s (temperatura da barra de armadura), no modelo. Em situações práticas, as temperaturas desses elementos não são uniformes em seu domínio, mas como simplificação, foram assim adotadas nos modelos analisados nesta etapa do estudo. Tal simplificação, inclusive, facilita a verificação dos modelos de cálculo, uma vez que é a situação idealizada para o cálculo é igual à do modelo numérico. O modelo então aplicou as propriedades do material para as temperaturas especificadas e o carregamento foi aplicado e sucessivamente

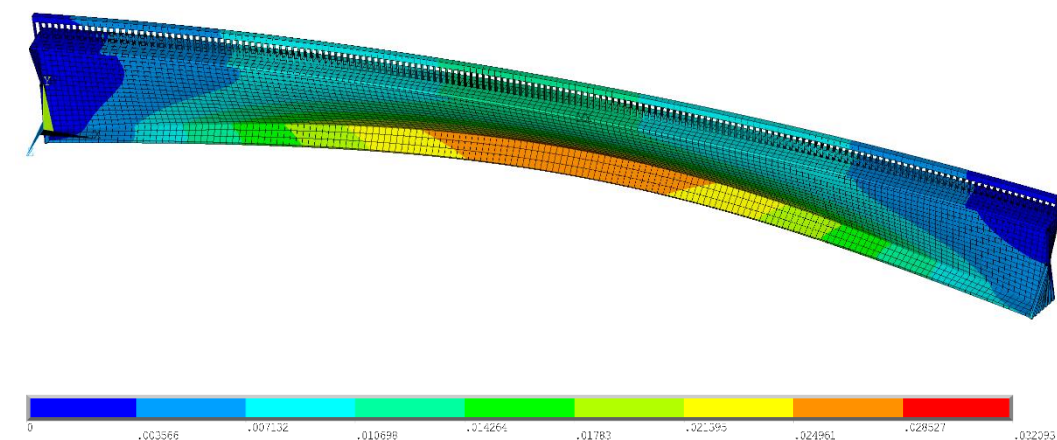
aumentado até que se tivesse o colapso da viga mista, indicado por um aumento acentuado dos deslocamentos com pouca variação da força externa aplicada, sempre sob um campo de temperaturas constante.

Para a realização do estudo paramétrico, foram gerados 1056 modelos com todas as combinações possíveis entre os seguintes parâmetros:

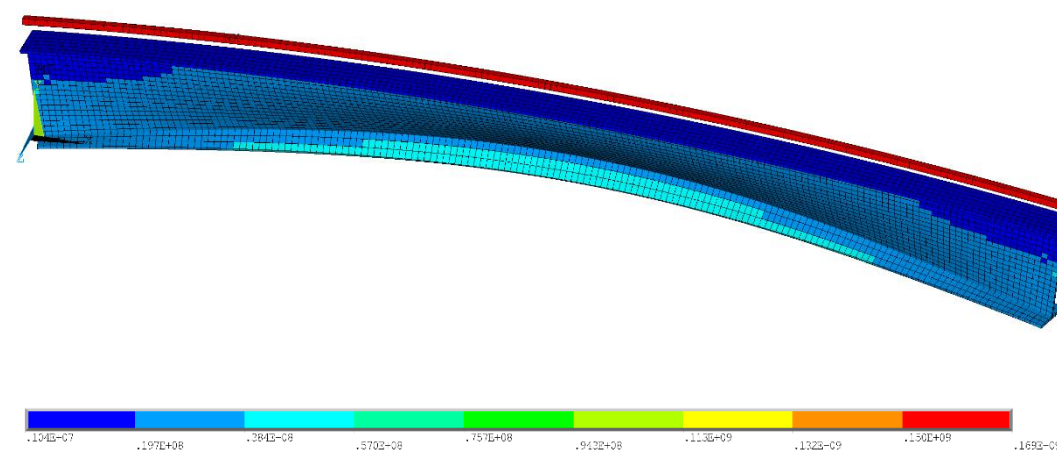
- Perfil de aço com as dimensões nominais dos perfis W310x21,0; W310x23,8; W310x28,3; W310x32,7; W310x38,7; W310x44,5; W310x52,0; W360x32,9; W360x39,0; W360x72,0; W410x38,8 da Gerdau.
- Vão igual a 5, 10, 15 ou 20 vezes a altura do perfil;
- Temperatura do perfil (θ_1 , θ_2 e θ_w) uniforme e igual a 300 °C, 500 °C ou 700 °C graus Celsius;
- Temperatura do aço da armadura igual a 20 °C ou 100 °C;
- Área de armadura da viga correspondente a 25%, 50%, 75% ou 100% da força de plastificação da mesa inferior do perfil de aço, com base nos valores de força de plastificação em temperatura ambiente.

A distância entre o centroide da armadura e a mesa superior do perfil foi sempre considerada igual a 8 cm. Dado o alto número de modelos gerados (1056 no total), seus resultados não serão apresentados individualmente. Desses modelos, 43 apresentaram flambagem local como modo mais crítico e, portanto, foram excluídos da análise, resultando em 1013 modelos analisados.

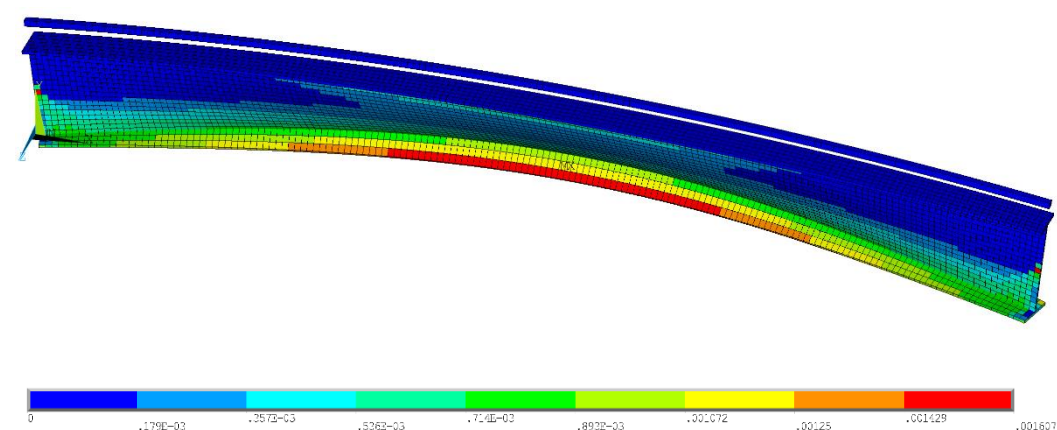
A Figura 4-3 ilustra um dos modelos analisados (perfil W360x39,0, vão igual a dez vezes a altura do perfil, temperatura do perfil de 700 °C, temperatura da armadura igual a 100 °C e área da armadura correspondente a 50% da força de plastificação da mesa inferior). A Figura 4-3a ilustra a configuração deformada no momento do colapso, a Figura 4-3b, a distribuição de tensão equivalente de von Mises e a Figura 4-3c, a distribuição de deformações plásticas na viga. Observa-se claramente da distribuição de deformações plásticas que o colapso ocorre sem que haja plastificação total do perfil e das armaduras, com a plastificação limitada à mesa inferior e a parte da alma. Além disso, os deslocamentos são típicos dos observados na FLD.



(a) Norma dos deslocamentos (escala em metros)



(b) Distribuição das tensões equivalentes de von Mises (escala em Pa)



(c) Distribuição de deformações plásticas (escala adimensional).

Figura 4-3 - Ilustrações dos deslocamentos, tensões equivalentes de von Mises e deformações plásticas em um dos modelos numéricos simplificados.

Das análises numéricas realizadas, foram extraídos os valores de momento crítico elástico e de momento resistente das vigas. Primeiramente, foi verificada a adequabilidade do procedimento de determinação do momento crítico elástico. A Figura 4-4 apresenta uma comparação dos

valores obtidos numericamente e segundo o procedimento de Dias *et al.* (2019), considerando-se o módulo de elasticidade do aço reduzido por conta da temperatura. É possível observar boa concordância entre resultados analíticos e numéricos. A média das razões entre momento analítico e numérico foi de 1,0077, e o desvio padrão dessa razão foi de 0,022, o que corrobora estatisticamente a afirmação anterior.

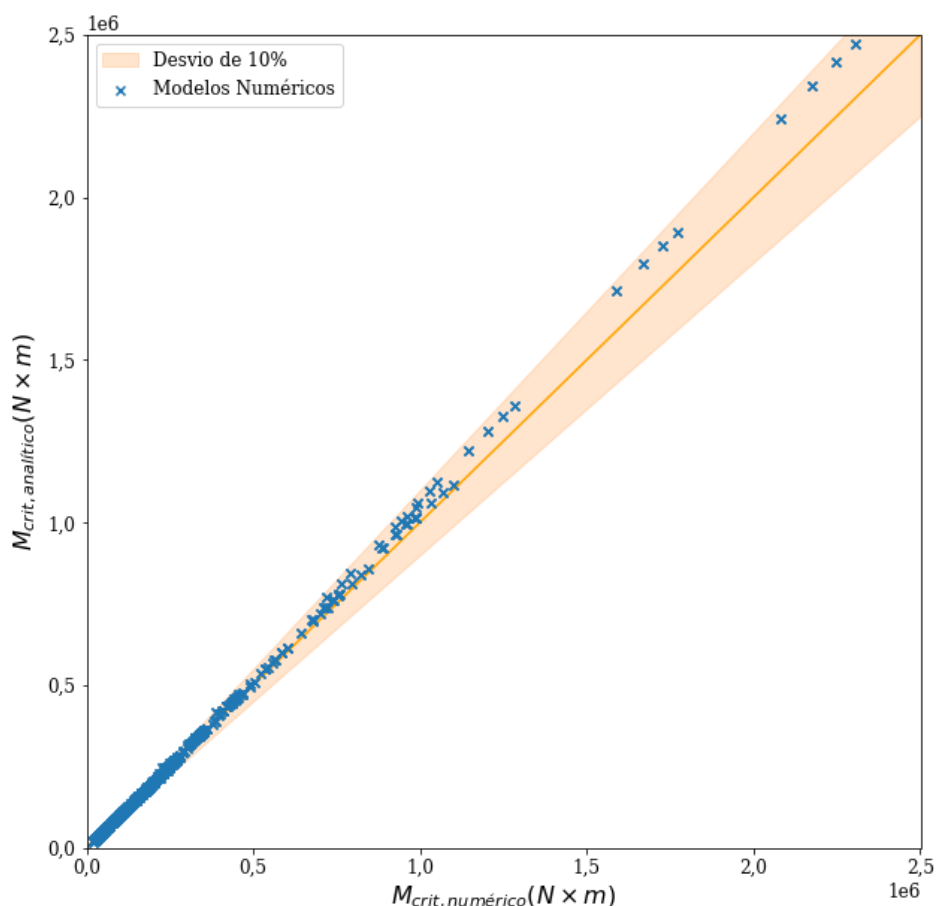


Figura 4-4 - Comparação entre resultados de momento crítico analítico e numérico para a primeira série de modelos analisada.

Em seguida, para cada modelo foi determinado o momento de plastificação da seção mista. Determinou-se então o parâmetro χ igual à razão entre o momento resistente obtido numericamente e o momento de plastificação determinado. Determinou-se também o índice de esbeltez reduzido (λ_0) como a raiz quadrada da razão entre o momento de plastificação e o momento crítico. Esses resultados são indicados, separados por temperatura, na Figura 4-5.

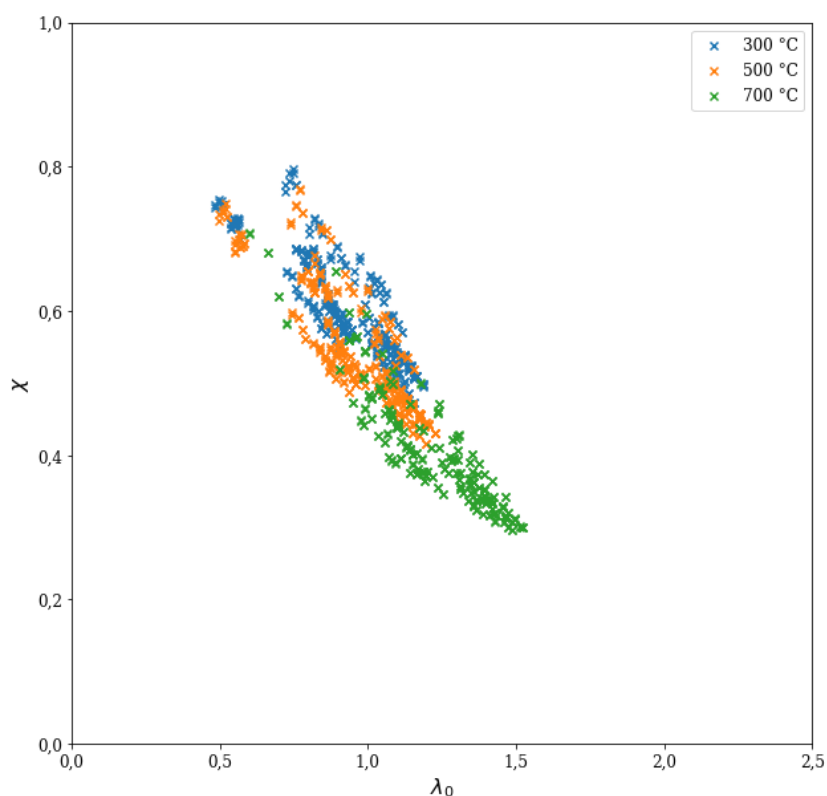


Figura 4-5 - Variação do fator de redução devido à flambagem com a esbelteza reduzida na primeira série de modelos simplificados.

Observa-se que os pontos são razoavelmente agrupados, de maneira que posteriormente, definir-se-á uma curva para a determinação do parâmetro χ em função do parâmetro λ_0 .

Uma vez que foi observado nos ensaios que o modo de flambagem das vigas ensaiadas apresentava pouca tendência de empenamento na região dos apoios, considerou-se importante avaliar o comportamento dessas vigas quando sujeitas a uma restrição ao empenamento nas extremidades. Para isso, 528 modelos foram desenvolvidos, com as mesmas características descritas no estudo anterior, exceto pela temperatura da armadura, que foi mantida constante e igual a 20 °C. Para a restrição ao empenamento, os nós centrais da alma (previamente chamados de N1 e N2) tiveram também a rotação em torno do eixo y acoplada. Dos 528 modelos analisados, 154 tiveram de ser descartados pois apresentaram a flambagem local como modo mais crítico. Assim, restaram 374 modelos analisados. Considerando-se puramente a equação de Dias *et al.* (2019) que não prevê extremidades com empenamento restrito, pode-se realizar a comparação apresentada na Figura 4-6 entre os resultados numéricos de momento crítico e a previsão analítica.

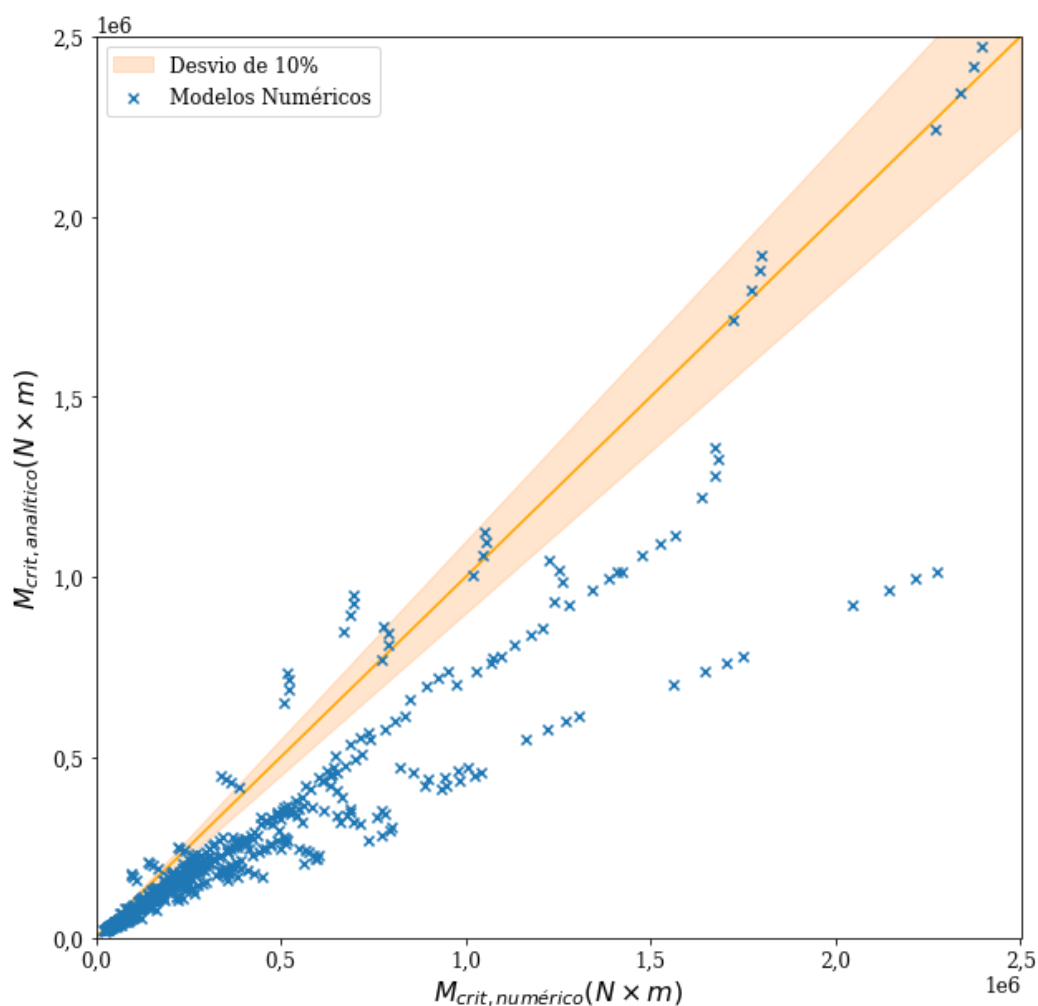


Figura 4-6 - Comparação entre resultados analíticos e numéricos de momento crítico, para modelos com restrição ao empenamento.

Observa-se nitidamente que a formulação passa a ser incapaz de prever com razoável precisão o momento crítico por não considerar a restrição ao empenamento. Para corrigir tal deficiência da formulação, propõe-se trabalhar simplificadamente com um comprimento equivalente igual à metade do comprimento total da viga. Com essa consideração, obtém-se a relação entre momento crítico analítico e numérico indicada na Figura 4-7. Nesse caso, a média das razões entre momento analítico e momento numérico foi de 0,82 e o desvio padrão dessas razões foi de 0,11. Observa-se que tal consideração permite uma previsão conservadora do momento crítico, embora reduza ligeiramente a precisão da equação utilizada.

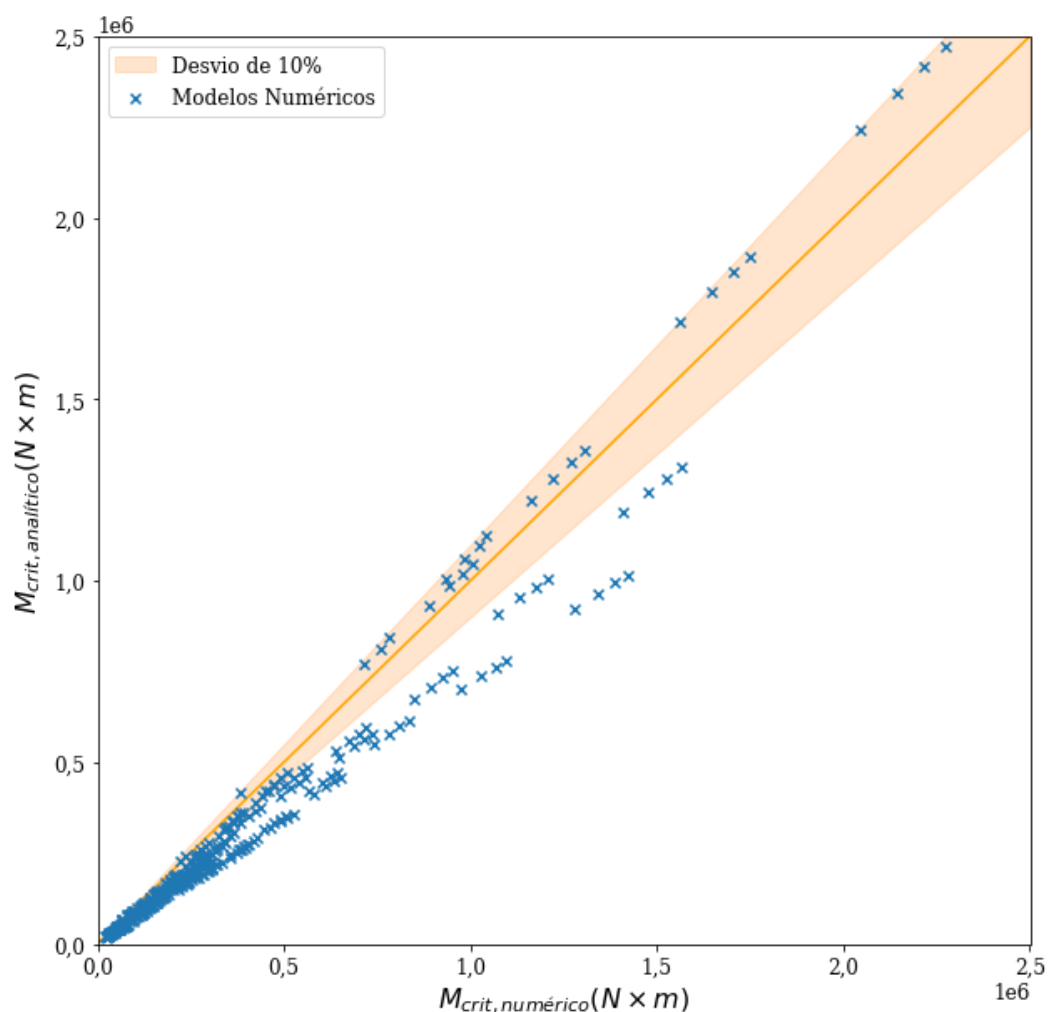


Figura 4-7 - Comparação entre valores de momento crítico analíticos e numéricos, considerando-se metade do comprimento total da viga mista.

Assim como foi feito anteriormente, é possível obter o fator de redução da capacidade resistente devido à flambagem e o índice de esbeltez reduzido. Na Figura 4-8 a relação entre esses dois parâmetros é apresentada considerando-se o momento crítico obtido numericamente para determinação do índice de esbeltez. Já na Figura 4-9 tem-se o mesmo gráfico, porém com a esbeltez determinada a partir do valor analítico de momento crítico, considerando-se metade do comprimento total da viga.

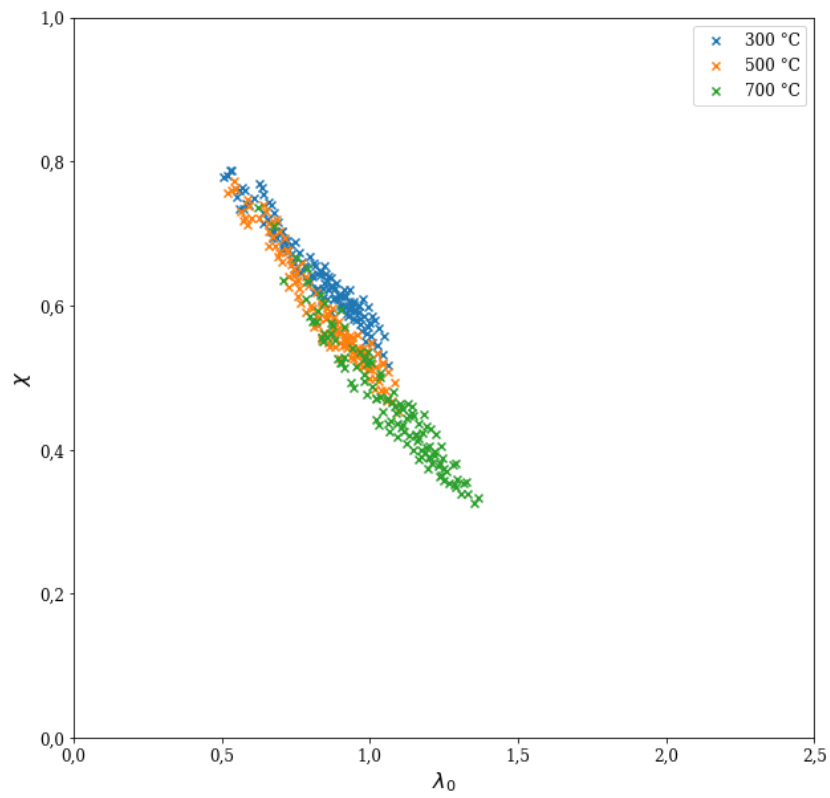


Figura 4-8 - Relação entre fator de redução devido à instabilidade e índice de esbeltez reduzido, obtido considerando-se o momento crítico numérico.

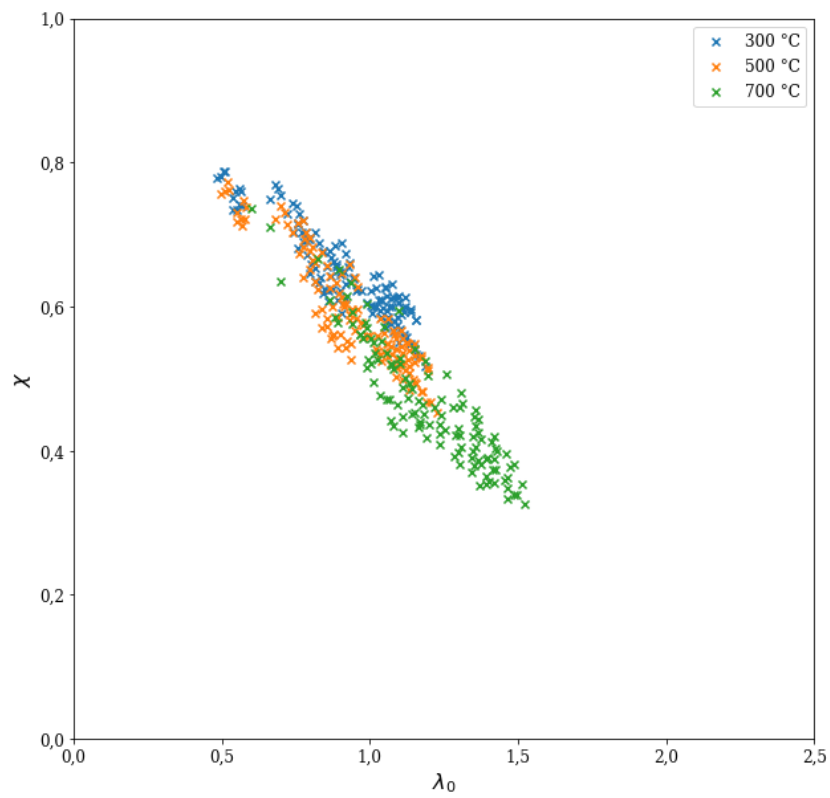


Figura 4-9 - Relação entre fator de redução devido à instabilidade e índice de esbeltez reduzido, obtido considerando-se o momento crítico analítico simplificado.

É importante tecer aqui um comentário a respeito do comportamento observado nos dois últimos gráficos. O procedimento tradicionalmente utilizado para determinação da capacidade resistente de barras de aço sujeitas à instabilidade passa por duas etapas principais. A primeira é a determinação de um parâmetro de esbeltez que é função da carga crítica de flambagem (podendo ser na forma de uma força, tensão ou momento crítico a depender do fenômeno estudado) e da capacidade resistente da seção transversal (em diversos casos, a carga de plastificação) e a segunda é a determinação de um fator de redução da resistência que é função desse parâmetro de esbeltez. Não é possível que se tenha uma determinação precisa desse fator de redução sem que se conheça adequadamente o momento crítico das vigas, conforme evidenciado nas figuras. À medida que se tem menor precisão da determinação do momento crítico o gráfico torna-se mais disperso e, conseqüentemente, o modelo de cálculo menos preciso. No instante da avaliação dos modelos completos (4.4), tal problema ocorrerá novamente. Como não é possível que o modelo completo reflita perfeitamente a situação de cálculo por vários fatores tais como colaboração do concreto tracionado, falta de uniformidade da temperatura ao longo da viga e distribuição não uniforme de tensão na armadura contida na largura efetiva da laje, é de se esperar que os resultados dos modelos completos apresentem maior variabilidade que aqueles dos modelos simplificados.

4.4 Modelos Completos

Os modelos simplificados da subseção anterior são bastante aderentes às hipóteses simplificadoras consideradas para dimensionamento, mas um pouco mais distantes da realidade das vigas mistas contínuas, as quais sofrem influência de diversos fenômenos tais como fissuração do concreto, rigidez parcial da conexão de cisalhamento, atrito e contato da interface laje-perfil, distribuição não uniforme de tensões na laje ao longo da largura efetiva, variação da temperatura na seção transversal, entre outros. Nesta subseção, são descritas as características dos modelos denominados “completos”, que representam de maneira mais fidedigna os fenômenos que influem no comportamento de vigas mistas. Com vistas a generalizar e facilitar ao máximo estudos futuros acerca do tema, um código paramétrico com diversas potencialidades foi desenvolvido no código comercial ANSYS Mechanical APDL 2019 R3.

O código parametrizado desenvolvido permite a análise de vigas mistas tanto biapoiadas quanto contínuas, formadas por um perfil de aço e uma laje de concreto maciça sobreposta. Inicialmente, definem-se as propriedades geométricas do perfil de aço (altura, largura da mesa,

espessura da alma e espessura da mesa) e a geometria da laje (largura para cada lado do eixo do perfil, espessura da laje e cobrimento da armadura), bem como o comprimento total da viga. Em qualquer ponto do comprimento da viga, é possível adicionar enrijecedores verticais e apoios (articulados fixos ou móveis). Quanto às armaduras, é possível descrever qualquer disposição desejada (longitudinal e transversal à viga) para as barras, bastando que se determine as posições inicial e final ao longo do comprimento da viga, o número de barras e o diâmetro de cada barra. Forças concentradas e distribuídas também podem ser especificadas em quaisquer posição e quantidade na viga. Por fim, uma distribuição de conectores do tipo pino com cabeça (*stud bolt*) pode ser especificada, com a limitação de se manter o número de conectores por seção e o espaçamento entre eles constante ao longo de toda a viga.

Com a parametrização proposta, é possível simular o comportamento de uma grande quantidade de vigas mistas contínuas ou simplesmente apoiadas em situação de incêndio. Cabe salientar que, apesar da possibilidade de simulação de outros casos, somente vigas mistas isostáticas sujeitas a momento negativo serão analisadas neste trabalho.

Pode-se dividir o modelo numérico em algumas regiões principais, modeladas com tipos de elementos e características distintas. São elas:

- Laje;
- Perfil de aço e enrijecedores;
- Barras de armadura;
- Conectores de cisalhamento;
- Contato entre perfil e laje.

Detalhes a respeito da modelagem de cada uma dessas regiões são apresentados a seguir.

4.4.1 Procedimento de Análise

Como já comentado, o *software* escolhido não foi desenvolvido especificamente com o intuito de simular o comportamento estrutural em incêndio, apesar de ser perfeitamente capaz de realizar esse tipo de análise. Para sua adequada utilização, um procedimento envolvendo uma sequência de diferentes tipos de análises foi adotado. De maneira geral, dois tipos de estudos podem ser realizados para a determinação da capacidade resistente das estruturas em situação

de incêndio. Numa primeira situação, mais representativa da condição a que é exposta uma estrutura em situação de incêndio (e mais compatível com procedimento proposto para o ensaio), o elemento estrutural é exposto a um carregamento constante e a temperatura dos gases ao seu redor é progressivamente variada, seguindo uma curva de incêndio. Em uma segunda situação, o elemento é submetido a uma determinada temperatura e, em seguida, o carregamento imposto é aumentado, até que ocorra o colapso. Optou-se por realizar as análises de maneira correspondente à primeira situação apresentada.

O procedimento de análise termo-estrutural inicia-se pela construção da geometria e da malha de elementos finitos, e a atribuição de propriedades tanto térmicas quanto mecânicas aos materiais. Em seguida, é resolvida uma análise térmica transiente para determinar a evolução do campo de temperaturas ao longo do tempo no domínio do elemento estrutural. Esse campo de temperaturas para cada instante será então utilizado para a degradação das propriedades mecânicas e para introduzir as deformações associadas à temperatura no modelo numérico. Ao fim da análise térmica, os resultados de evolução de temperatura ao longo do tempo são salvos para cada passo da análise. Pode-se então proceder à análise estrutural.

Os tipos de elementos que eram utilizados na análise térmica têm que ser trocados por novos elementos com graus de liberdade apropriados à análise estrutural (em geral, trocam-se graus de liberdade de temperatura por graus de liberdade de deslocamentos). Uma vez que o problema em estudo envolve fenômenos de instabilidade, é necessário que sejam introduzidas imperfeições geométricas iniciais ao modelo numérico. Para que essas imperfeições sejam introduzidas, duas novas análises devem ser realizadas. Inicialmente, realiza-se uma análise linear elástica, responsável por armazenar a matriz de rigidez da estrutura na memória do computador. Em seguida, uma análise de flambagem é realizada com o intuito de determinar os autovalores e autovetores correspondentes às cargas críticas e modos de flambagem. Os deslocamentos do primeiro modo de flambagem são então devidamente escalados e utilizados como imperfeições geométricas para a análise seguinte.

Com a configuração geométrica imperfeita obtida a partir do modo de flambagem, é realizada uma análise não linear, contemplando as não linearidades física e geométrica, a fim de simular o comportamento do elemento estrutural em incêndio. Para isso, primeiro realiza-se uma análise em temperatura ambiente, na qual o carregamento mecânico é aplicado. Em seguida, são

realizadas diversas análises sequenciais, nas quais são importados os campos de temperaturas obtidos na análise térmica para cada instante de tempo. A temperatura importada é responsável por degradar as propriedades mecânicas dos materiais, bem como por promover um alongamento térmico, que pode resultar em efeitos devidos às restrições. Havendo convergência para o instante de tempo em análise, o procedimento é repetido. Os incrementos de tempo (e de temperatura) continuam até que o modelo apresente uma falha, geralmente indicada pela falta de convergência de um passo. Esquemáticamente, o procedimento de análise pode ser representado pela Figura 4-10.

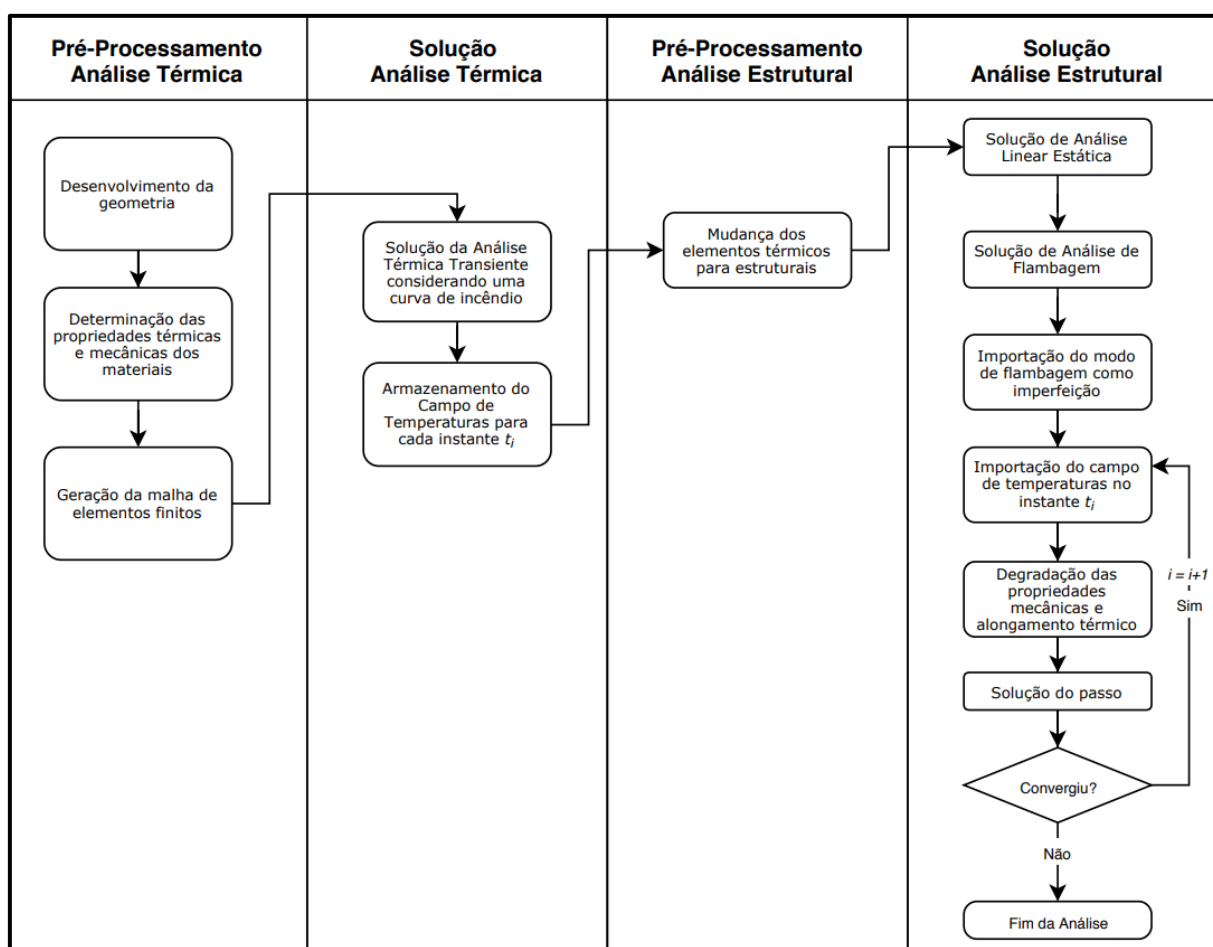


Figura 4-10 - Esquema do procedimento de análise adotado.

4.4.2 Definição dos procedimentos de análise térmica

Conforme já explicado, a análise numérica realizada é dividida em duas partes principais. Primeiramente, realiza-se uma análise térmica e, em seguida, os resultados dessa análise são importados como carregamentos para a análise estrutural.

Para a análise térmica, foram utilizados elementos sólidos do tipo SOLID70 para a representação da laje de concreto, elementos planos do tipo SHELL131 (com avaliação da temperatura em 3 camadas na espessura) para o perfil de aço e para os enrijecedores, elementos lineares do tipo LINK33 para os conectores pino com cabeça e elementos de superfície de contato CONTA173 e TARGE170 para o contato entre o perfil de aço e a laje. Considerou-se, por simplificação, que o contato não oferece qualquer resistência ao fluxo de calor da mesa superior do perfil para a laje do concreto. A influência das barras de armadura foi ignorada para a análise térmica e, quando necessário na análise estrutural, sua temperatura foi obtida com base nos elementos de laje que a rodeiam.

Além dos elementos citados, para que sejam aplicados os fluxos de calor dos gases correspondentes à radiação e à convecção, elementos SURF152 foram empregados. Esses elementos foram utilizados tanto para simular o aquecimento das faces expostas aos gases quanto para simular a perda de calor da face superior da laje para o compartimento superior (supostamente um compartimento não incendiado). A evolução da temperatura ao longo do tempo foi tabulada para diversos instantes e aplicada a um nó auxiliar. O programa determina o fluxo de calor devido à convecção e à radiação a ser aplicado aos elementos de superfície a partir da temperatura do nó auxiliar, bem como da temperatura do próprio elemento de superfície.

As propriedades térmicas dos materiais (condutividade e calor específico) foram adotadas segundo as prescrições da norma europeia EN 1994-1-2:2005, já apresentadas na Subseção 2.3.3. Um coeficiente de transferência de calor por convecção de $25 \text{ W/m}^2\text{K}$, conforme sugerido no EN 1991-1-2:2002 foi adotado para o aquecimento devido ao incêndio e a emissividade resultante para transferência de calor por radiação foi adotada como 0,7. Além disso, quando houve arrefecimento da face superior da laje, o coeficiente de transferência de calor por convecção adotado foi de $12,834 \text{ W/m}^2\text{K}$ (Incropera, 1992 *apud* Ribeiro, 2004). Para a solução da análise transiente, foi imposto um intervalo de tempo entre passos de solução de 15 segundos e a análise térmica foi resolvida considerando-se a função de evolução de temperatura da curva da ISO 834 para um tempo de 0 a 120 minutos (7200 segundos). Apesar de terem sido esses os parâmetros usados como padrão, todos eles podem ser facilmente modificados no código.

Para cada instante calculado, as temperaturas foram armazenadas para que pudessem ser importadas para a análise estrutural.

Para fins de verificação da metodologia proposta para a modelagem numérica da etapa térmica do problema, um exemplo proposto por Ribeiro (2004) foi simulado. A viga em questão é composta por um perfil VS 400x63 (400x200x12,5x8,0), unida a uma laje de concreto de 120 mm de espessura e 1 metro de largura, com conectores do tipo pino com cabeça de 19 mm espaçados regularmente a cada 200 mm. Apenas o trecho referente ao meio do vão foi considerado, ignorando-se a região de ligação modelada por Ribeiro (2004). As medições de temperatura foram comparadas em pontos correspondentes ao conector de cisalhamento a uma distância da face superior do perfil igual ao seu diâmetro, na metade da altura da alma e na face inferior da mesa inferior (denominados pontos A, B e C respectivamente). Vale ressaltar que nesse caso especificamente, a emissividade resultante foi adotada como 0,5, conforme modelado por Ribeiro (2004). A Figura 4-11 apresenta a seção transversal da viga mista nos instantes 30, 60, 90 e 120 minutos.

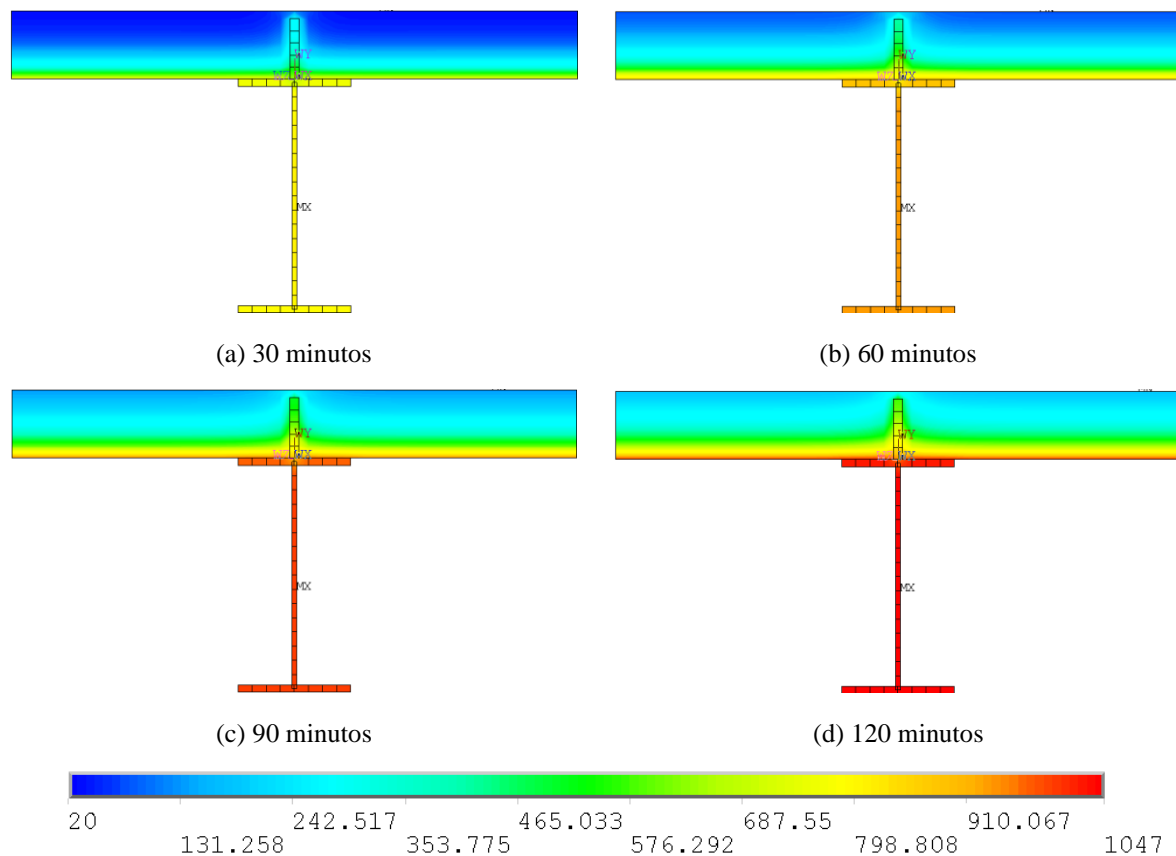


Figura 4-11 - Distribuição de temperatura no modelo de viga mista analisado.

Os resultados obtidos pelo modelo numérico de análise térmica desenvolvido no ANSYS e pelo Thersys, de Ribeiro (2004), são apresentados na Tabela 4-1.

Tabela 4-1 - Temperaturas obtidas na análise por Ribeiro (2004) e no modelo desenvolvido. (Valores em °C)

Ponto	30 min		60 minutos		90 minutos		120 minutos	
	Thersys	ANSYS	Thersys	ANSYS	Thersys	ANSYS	Thersys	ANSYS
A	405	414	588	591	701	695	776	757
B	822	832	941	942	1004	1004	1048	1048
C	803	823	940	941	1003	1003	1047	1048

Como é possível perceber, houve excelente correlação entre os resultados numéricos obtidos segundo os dois programas, indicando uma adequabilidade do procedimento adotado para a modelagem numérica.

4.4.3 Definição dos procedimentos da análise estrutural

Para a etapa estrutural da análise, os tipos de elementos utilizados na análise térmica foram alterados para que tivessem os graus de liberdade adequados. A Tabela 4-2 resume os tipos de elementos utilizados nas duas análises para representar cada parte do modelo numérico.

Tabela 4-2 - Elementos utilizados nas análises térmica e estrutural.

Região	Análise Térmica	Análise Estrutural
Laje	SOLID70	SOLID185
Perfil/Enrijecedores	SHELL131	SHELL181
Conectores de Cisalhamento	LINK33	BEAM188
Armaduras	-	REINF264
Contato entre laje e perfil	CONTA173/TARGE170	CONTA173/TARGE170

Os elementos SOLID185, SHELL181 e BEAM188 utilizados possuem as seguintes características:

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

- SHELL181: elemento de placa/casca com quatro nós e seis graus de liberdade em cada nó, correspondentes às rotações e deslocamentos nas três direções.
- 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.

O elemento de reforço REINF264 utilizado para as armaduras permite uma modelagem discreta de cada barra (Figura 4-12). A malha desses elementos é gerada de maneira dissociada da malha de elementos sólidos correspondente à laje e algoritmos de geometria computacional são responsáveis por identificar a existência de elementos de reforço no domínio sólido da laje e adicionar à matriz de rigidez dos elementos sólidos reforçados uma parcela axial correspondente às armaduras, as quais são consideradas com aderência perfeita ao concreto. Esse tipo de consideração, além de facilitar a modelagem, é a estratégia atualmente sugerida pelo material de apoio do *software* para a consideração de armaduras.

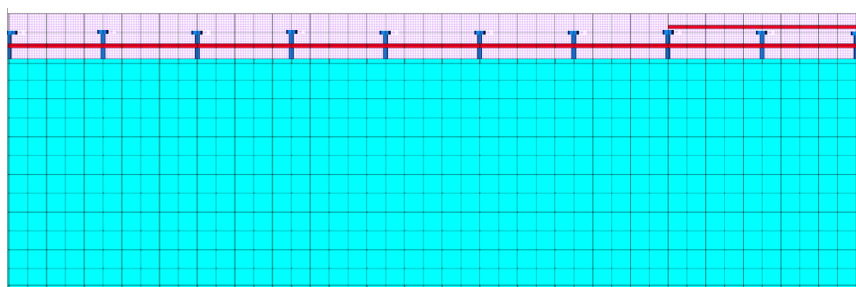


Figura 4-12 - Trecho do modelo numérico desenvolvido. Em vermelho, barras discretas de elementos do tipo REINF264.

Os elementos CONTA173 e TARGE170 definem as superfícies que podem sofrer contato. Para as análises desenvolvidas, desprezou-se a influência do atrito no contato. Todos os parâmetros utilizados para definir as características de rigidez do contato foram mantidos como o padrão do programa, isso é, com base nos valores propostos pelo manual de apoio do *software*.

Para a modelagem dos aços das armaduras, dos conectores e das chapas componentes do perfil e dos enrijecedores, adotou-se um modelo de plasticidade com encruamento isotrópico, baseado no critério de escoamento de von Mises. A curva tensão vs. deformação desses materiais foi descrita para as temperaturas de 20 °C a 1200 °C com base nas formulações apresentadas na Subseção 2.3.3.

Para a modelagem do concreto, um novo modelo constitutivo disponível na biblioteca de materiais do *ANSYS* especificamente para a modelagem deste material foi adotado. O modelo é baseado em um critério de falha de Drucker-Prager, modificado para considerar resistências diferentes do material em tração e em compressão. A curva tensão-deformação utilizada apresenta *softening* exponencial e pode ser representada segundo a Figura 4-13 para compressão e tração.

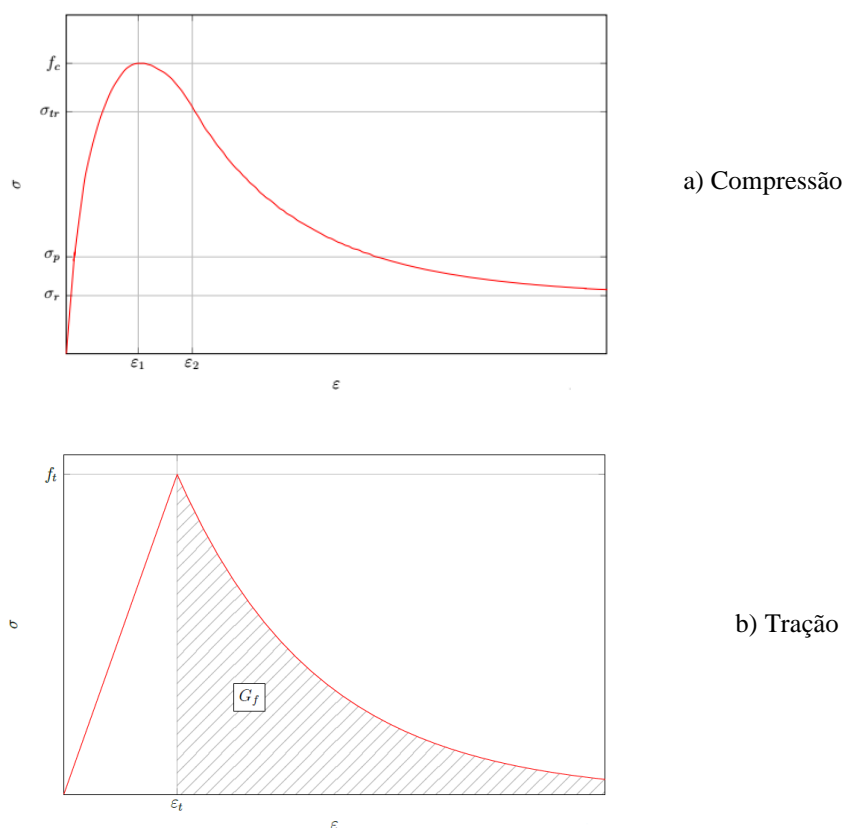


Figura 4-13 - Curvas tensão-deformação adotadas para o concreto.

O comportamento uniaxial do concreto modelado é definido por sete parâmetros para a compressão e mais dois para a tração. Resumidamente, a curva tensão-deformação para compressão é definida por quatro trechos. O primeiro trecho é linear elástico, calculado com base no módulo de elasticidade inicial do concreto e avança até uma tensão σ_p definida pelo usuário (o valor adotado foi de 0,33 da resistência à compressão do concreto). O segundo trecho é função da raiz da deformação, e varia da tensão σ_p até a resistência à compressão f_c do concreto. A deformação correspondente à resistência do concreto (ϵ_1) também tem de ser especificada pelo usuário. Em seguida, um trecho quadrático representa o decaimento inicial da

curva tensão-deformação do concreto, dos pontos (ε_1, f_c) a $(\varepsilon_2, \sigma_{tr})$. O ponto de tensão σ_{tr} e deformação ε_2 corresponde a uma transição do trecho quadrático para uma curva de *softening* exponencial, a qual permite que um valor mínimo de tensão σ_r seja especificado. Essa resistência residual do concreto é incorporada com a finalidade de melhorar a capacidade de convergência de solução do problema, sendo o valor sugerido pelo manual do *software* da ordem de 20% de f_c .

Para a tração, o comportamento é considerado linear elástico até o limite de resistência do concreto (f_t). Após atingido esse limite, considera-se *softening* exponencial, sendo a área G_f correspondente à energia de fratura do concreto à tração. Também é possível, para fins de convergência, manter uma retenção da capacidade resistente à tração (fazendo com que a curva de tensão-deformação não seja assíntota ao eixo das abscissas, mas sim a um eixo ligeiramente superior). Essa consideração, apesar de não representada na figura, foi adotada, considerando-se uma retenção de 10% da capacidade do concreto à tração.

Os parâmetros para definição das curvas de tensão-deformação do concreto para compressão para diversas temperaturas foram calibrados de maneira a se obter o melhor acoplamento possível da curva utilizada na simulação numérica com as obtidas segundo a Equação (2.31), representada graficamente na Figura 2-16. O trecho crescente da curva foi representado de maneira muito similar às equações da norma europeia, ao passo que o trecho descendente resultou ligeiramente diferente, uma vez que, por motivos de convergência, as retenções de capacidade resistente foram consideradas, situação que não é representada pelas curvas normativas. É importante lembrar que, apesar de indicar explicitamente a relação entre tensão e deformação para o concreto em compressão até o ponto de tensão máxima, a norma europeia apenas fornece sugestões quanto ao trecho decrescente, podendo o usuário da norma escolher a formulação que deseja utilizar.

Quanto às propriedades do concreto sujeito à tração em temperatura elevada, a norma europeia de estruturas mistas (EN 1994-1-2:2005) recomenda ignorar a resistência do concreto à tração em temperatura elevada. Apesar disso, para uma modelagem numérica adequada, é importante que essa resistência seja considerada. Assim sendo, foram adotados os fatores de redução propostos pelo EN 1992-1-2:2004 para a consideração da redução da capacidade resistente do concreto tracionado. Segundo essa norma, o fator de redução da resistência à tração varia

linearmente de 1 até 0 das temperaturas de 100 °C a 600 °C. Para temperaturas inferiores a 100 °C, não há qualquer redução da resistência e para temperaturas superiores aos 600 °C, considera-se que a resistência à tração é nula. Optou-se por considerar uma resistência residual de 5% do valor em temperatura ambiente para temperaturas acima de 550 °C para evitar problemas de convergência. Há que se lembrar que, para esse estágio, sendo o nível de deformação elevado e a curva com queda exponencial, o módulo secante já é tão baixo que sua colaboração para a rigidez do modelo numérico pode ser desprezada, servindo apenas para evitar regiões de rigidez nula.

Para as condições de contorno do modelo numérico na análise estrutural, o código paramétrico foi desenvolvido de maneira a permitir algumas considerações. Primeiramente, pode-se determinar se a viga é de borda ou de centro, o que adiciona um ou dois planos de simetria nos extremos das lajes (nesse caso, deslocamentos perpendiculares ao plano de simetria e rotações cujos eixos são contidos nesse plano são impedidas). O código foi desenvolvido para que em qualquer ponto da viga seja possível estabelecer um apoio, bastando que a sua posição seja especificada. Dois tipos de apoios são possíveis: articulado móvel e articulado fixo. No primeiro caso, deslocamentos verticais são impedidos em todos os nós da mesa inferior. Além disso, deslocamentos horizontais na direção perpendicular ao plano da alma são impedidos no nó central da mesa inferior. Essas condições de contorno têm a finalidade de impedir a torção do perfil, além do deslocamento lateral da mesa nesses pontos. Para o segundo caso (apoio fixo), além das vinculações já citadas, impede-se o deslocamento na direção do eixo da viga do nó central da mesa inferior do perfil. Esse tipo de implementação permite a modelagem de vigas tanto biapoiadas quanto contínuas com qualquer número de vãos.

Dois tipos de carregamentos podem ser aplicados à viga: carregamentos transversais verticais distribuídos e forças verticais concentradas. O usuário do código pode especificar um número qualquer de carregamentos distribuídos e forças concentradas, bastando que sejam especificadas suas magnitudes e posições de aplicação (no caso do carregamento distribuído, o ponto inicial e final). Esses carregamentos são aplicados de maneira distribuída em todos os nós da face superior da laje. No caso das forças concentradas, para evitar concentrações excessivas de tensões, em vez de serem aplicadas as forças em uma única linha, o carregamento é automaticamente distribuído em uma pequena região com 5 cm de extensão. Esse tipo de simplificação não leva a prejuízo dos resultados, mas reduz sensivelmente problemas de

convergência ocasionados por concentrações de tensão. A implementação de forma genérica, permitindo qualquer número de carregamentos distribuídos e concentrados, torna acessível o estudo de vigas com diferentes diagramas de momento fletor e força cortante.

Imperfeições são adicionadas ao modelo numérico considerando-se o primeiro modo de flambagem e uma imperfeição máxima correspondente a 80% da tolerância de fabricação do perfil, de maneira que as instabilidades possam ser captadas.

Para a solução do problema da viga em incêndio, a análise é dividida em vários passos, cada um correspondente a um instante de tempo do incêndio. Inicialmente, considerando-se as propriedades dos materiais em temperatura ambiente, realiza-se a análise estrutural da viga. Em seguida, incrementa-se o tempo, importa-se o campo de temperaturas obtido da análise térmica, e uma nova análise estrutural, considerando o estado da estrutura no passo anterior é realizada, com as propriedades dos materiais calculadas para o novo campo de temperaturas. Alcançada a convergência, um novo passo é resolvido. É dado um novo incremento de tempo (e consequentemente de temperatura) e o procedimento se repete até que não seja mais possível alcançar convergência da solução.

Cada passo resolvido consiste em uma diferente análise não linear, contemplando os efeitos físicos e geométricos. Para a solução desses passos, os incrementos de temperatura a serem dados foram divididos inicialmente em 20 subpassos. Um algoritmo que permite a alteração automática do número de subpassos é utilizado. Esse algoritmo identifica, pelo número de iterações necessárias no subpasso anterior, a facilidade ou dificuldade de se obter convergência da solução e incrementa o número de divisões caso encontre dificuldade para resolver a análise (ou reduz caso a solução venha a convergir em um número muito baixo de iterações). Estabeleceu-se um número máximo de 1000 e um mínimo de 3 subpassos em cada passo da solução. Considera-se que o colapso da estrutura corresponde ao ponto a partir do qual não é mais possível obter convergência da solução. Essa consideração pode ser posteriormente verificada a partir das curvas de tempo *vs.* deslocamento obtidas, sendo confirmada caso se observe um crescimento excessivo dos deslocamentos para um pequeno intervalo de tempo.

4.4.4 Validação do Modelo Numérico Completo

A validação dos modelos numéricos foi realizada em duas etapas. Primeiramente, os modelos foram verificados quanto à sua adequabilidade para simulação de vigas mistas sujeitas à FLD em temperatura ambiente. Para isso, quatro ensaios realizados por Tong *et al.* (2014) foram simulados com o código paramétrico desenvolvido, saltando-se a etapa de análise térmica. Nesse caso especificamente, para que fosse possível determinar o ramo descendente das curvas experimentais, foram aplicados deslocamentos prescritos às extremidades dos modelos em vez de forças prescritas. Os modelos simulados são os apresentados por Tong *et al.* (2014) como B3.0-350-1, B4.2-350-1, B4.2-350-1-C e B4.2-400-1. Para cada um dos modelos, simulados com as mesmas geometrias e propriedades dos materiais indicadas pelos autores, foram traçadas as curvas de momento fletor vs. rotação no apoio. Além do modelo completo, os modelos simplificados foram adaptados para simular os ensaios realizados por Tong *et al.* (2014). Os quatro gráficos obtidos são ilustrados a seguir, na Figura 4-14.

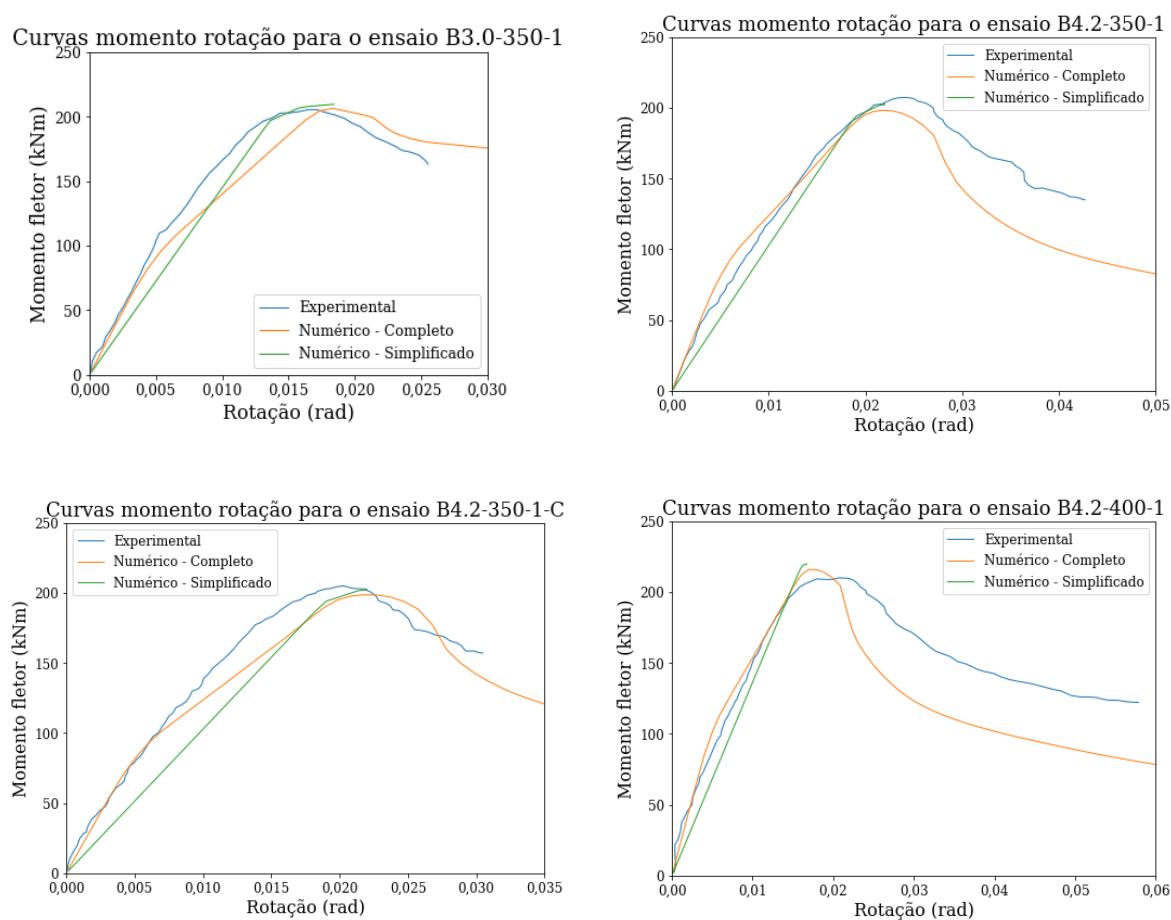


Figura 4-14 - Curvas momento rotação obtidas da comparação das simulações numéricas com os ensaios realizados por Tong *et al.* (2014).

As curvas indicam excelente concordância entre resultados numéricos e experimentais, tanto em relação à rigidez dos modelos quanto ao momento resistente das vigas. Tais resultados indicam que, à temperatura ambiente, o modelo numérico é plenamente capaz de simular o comportamento de vigas mistas contínuas sujeitas à FLD. Observa-se também que os modelos simplificados apresentaram resultados de capacidade resistente (momento máximo da curva) muito próximo dos resultados obtidos com os modelos completos, embora sempre com rigidez mais baixa, indicando que podem ser utilizados adequadamente para a previsão da capacidade resistente das vigas.

Em seguida, realizou-se uma segunda validação dos resultados numéricos com base nos experimentos realizados em situação de incêndio, descritos no Capítulo 3. Para tanto, foram desenvolvidos modelos numéricos com as mesmas características dos obtidos em ensaio. Para a definição das propriedades do concreto em temperatura elevada, material que não foi ensaiado em tal condição, foram considerados os valores apresentados pelo EN 1994-1-2:2005, tendo em vista que o comportamento do concreto é de pequena importância no presente estudo. As propriedades do aço dos perfis foram definidas com base nos resultados obtidos da caracterização do material. Quanto às propriedades térmicas dos materiais, os valores apresentados no EN 1994-1-2:2005 foram utilizados. O concreto, por ser de agregado calcáreo teve as propriedades térmicas do EN 1992-1-2:2004 para este tipo de concreto utilizadas para sua simulação.

Para a temperatura dos gases no compartimento, considerou-se a média das temperaturas registradas pelos termopares tipo sonda, resultando nas curvas ilustradas na Figura 4-15 para os quatro ensaios. Além disso, nos modelos para simulação de V1, V2 e V3, uma vez que o modo de colapso apresentou simetria, e que todo o problema era aproximadamente simétrico, a fim de simplificar o modelo numérico, somente metade da viga mista foi simulada.

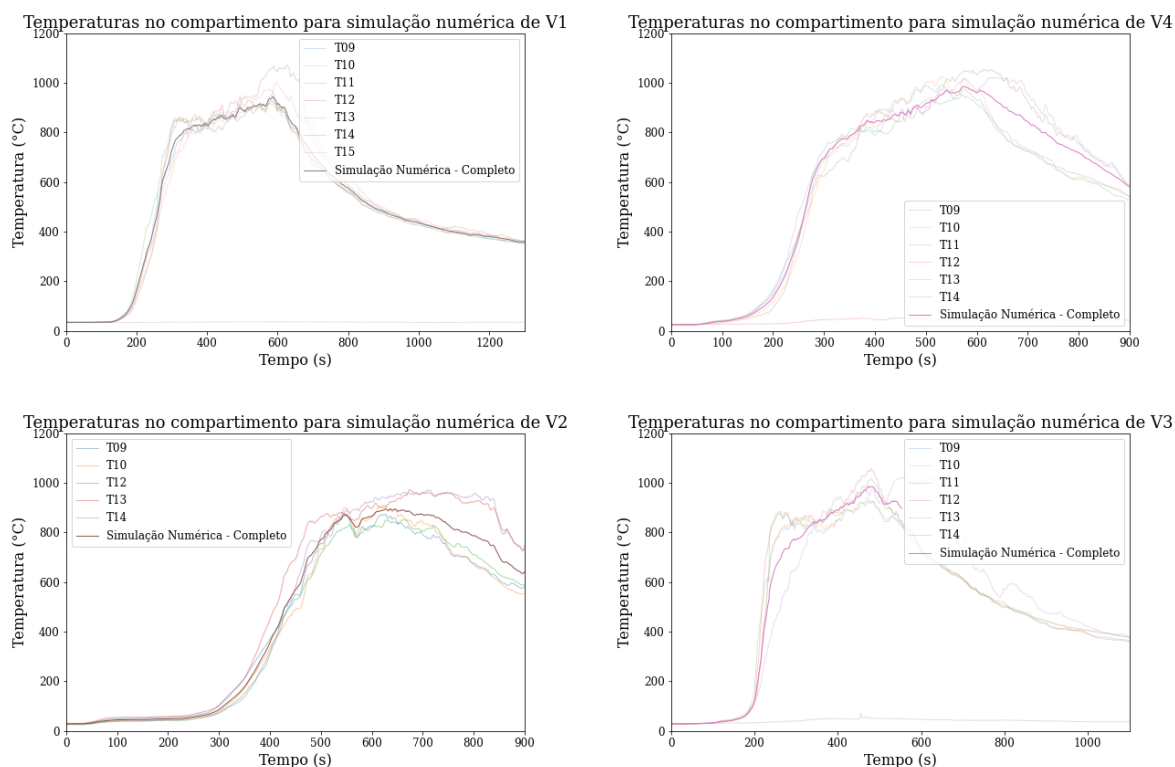


Figura 4-15 - Curvas de temperatura no compartimento utilizadas para a simulação numérica dos ensaios.

Para a consideração das imperfeições geométricas dos modelos, os valores de deslocamento em relação ao eixo indicados nas Tabelas 3-6 a 3-10 foram adotados. Também foram adotadas as dimensões médias de seção transversal apresentadas nessas tabelas. Realizou-se então a análise de cada uma das quatro vigas segundo os procedimentos já descritos.

Para cada um dos modelos, foram comparadas as curvas de tempo *vs.* deslocamento vertical nos pontos de colocação dos LVDTs B e C. Ressalta-se que, como os modelos são simétricos, há somente uma leitura desse deslocamento para cada modelo, ao passo que dos ensaios, tem-se duas curvas. As curvas de comparação obtidas são apresentadas nas Figuras 4-16 a 4-19. Devido às incertezas já discutidas quanto à medição dos deslocamentos transversais, esses valores não foram comparados.

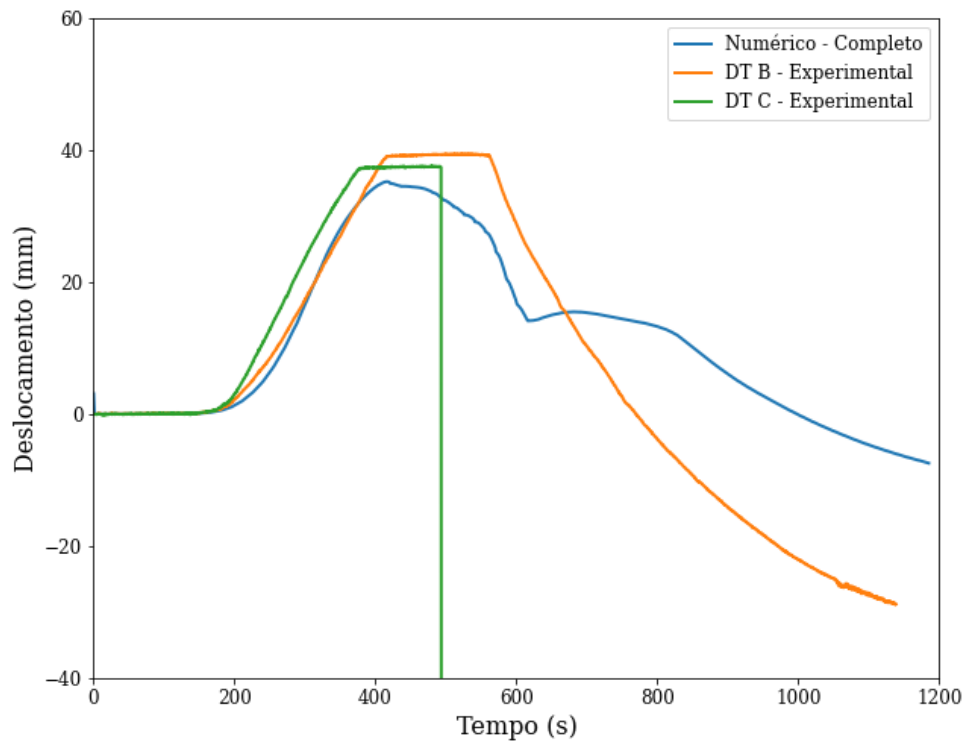


Figura 4-16 - Comparação das curvas deslocamento vs. tempo obtidas experimental e numericamente para a viga V1.

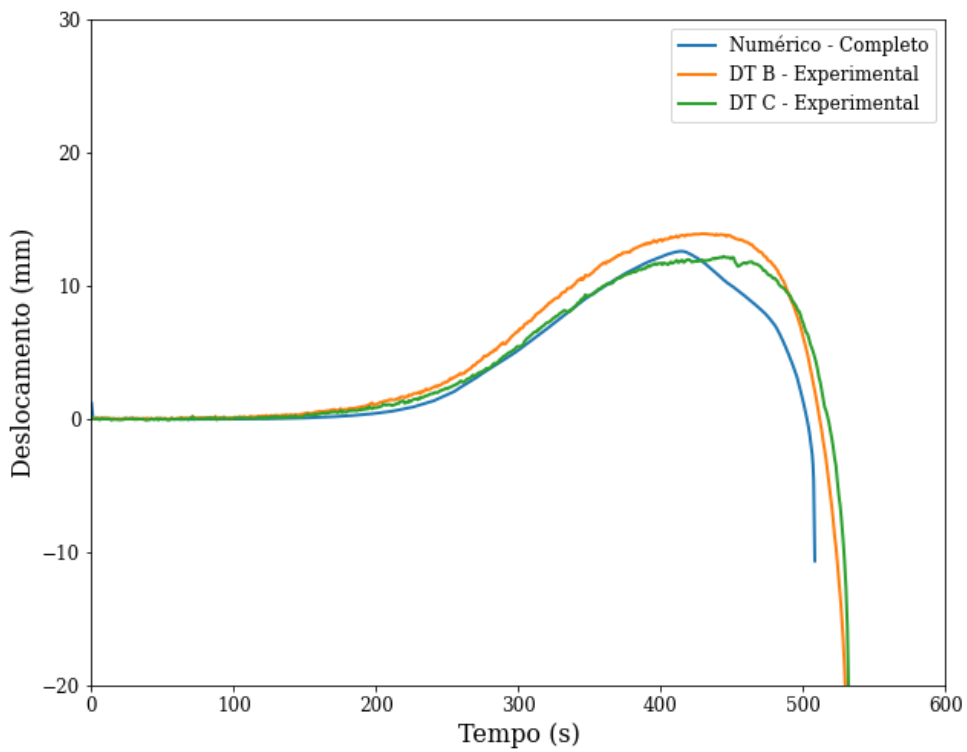


Figura 4-17 - Comparação das curvas deslocamento vs. tempo obtidas experimental e numericamente para a viga V4.

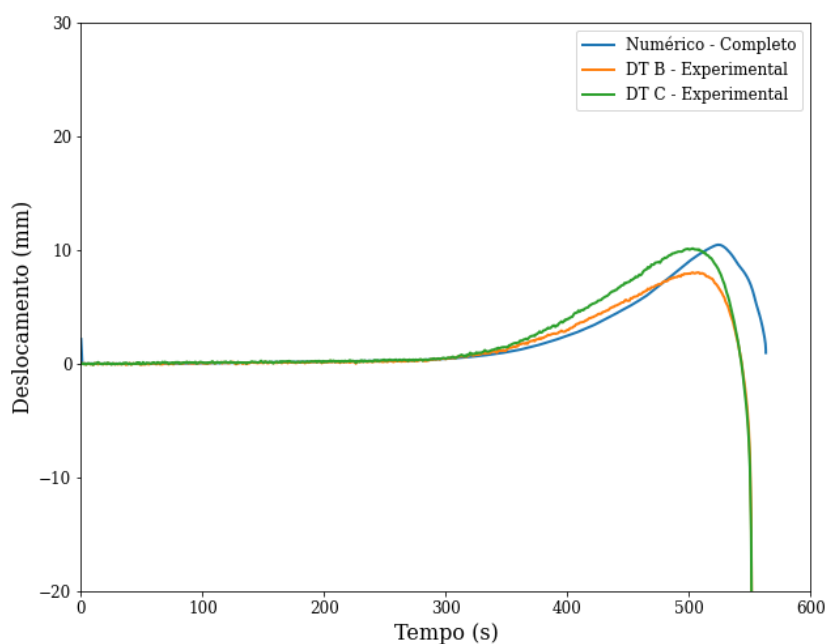


Figura 4-18 - Comparação das curvas deslocamento vs. tempo obtidas experimental e numericamente para a viga V2.

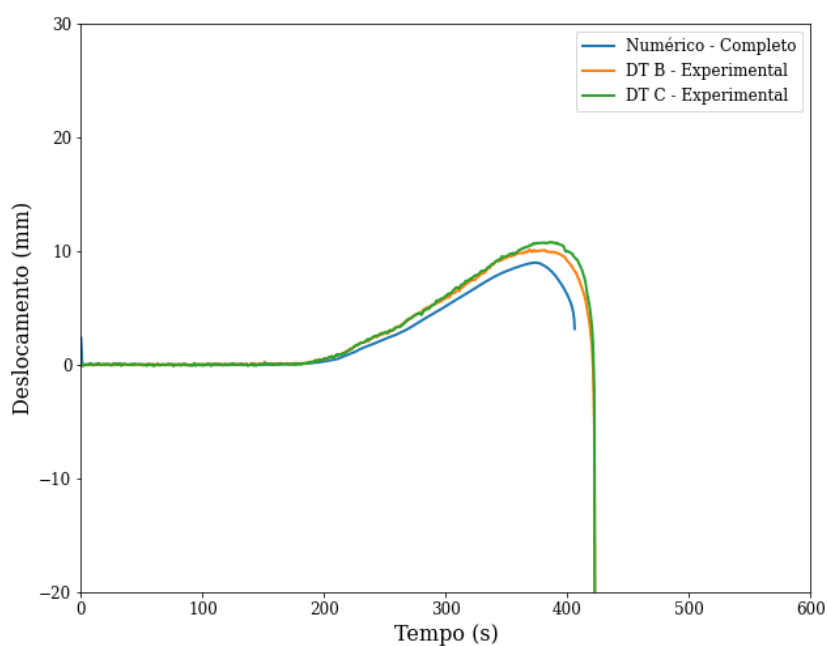


Figura 4-19 - Comparação das curvas deslocamento vs. tempo obtidas experimental e numericamente para a viga V3.

Todos os modelos apresentaram comportamento dos deslocamentos similar ao observado experimentalmente. Observa-se que as curvas dos resultados numéricos das vigas V2, V3 e V4 são interrompidas com um deslocamento relativamente pequeno. Isso ocorre pois no instante final das curvas, o crescimento dos deslocamentos para uma pequena variação de tempo já é muito elevado, de maneira que não é mais possível obter convergência numérica. Assim, os

pontos de tangente vertical nas curvas são indicativos de que o modelo numérico não apresenta mais capacidade resistente.

O modelo da viga V1 apresentou algumas diferenças quanto ao comportamento experimental. Primeiramente, os deslocamentos observados numericamente foram um pouco menores que aqueles encontrados na análise experimental para um mesmo instante de tempo. Além disso, observa-se que a partir de aproximadamente 600 segundos, a curva numérica tem uma pequena elevação, em vez de queda, comportamento diferente do modelo experimental, no qual a queda, após iniciada, é monotônica. Tal fato ocorre, pois, a partir desse instante tem-se a queda da temperatura do ensaio. Com o resfriamento, o concreto simulado numericamente recupera sua resistência, fato que não ocorre na situação real experimental. Assim, é importante deixar registrado que o modelo numérico utilizado não apresenta boa resposta na simulação da parte do resfriamento das vigas, embora se mostre adequado para a etapa de aquecimento. Além disso, o patamar observado nas curvas experimentais do ensaio em V1 não está associado ao comportamento do modelo, mas sim a um erro de instrumentação deste ensaio, ocasionado pelo atingimento do fim de curso do DT.

Os modos de falha observados nos modelos numéricos coincidiram com os encontrados na análise experimental. A Figura 4-20 ilustra uma comparação entre os modos observados experimental e numericamente para a viga V3. Em face das pequenas diferenças entre as respostas numéricas e experimentais, considera-se a modelagem numérica adequada para a simulação de vigas mistas sujeitas a momento negativo em situação de incêndio na fase de aquecimento.

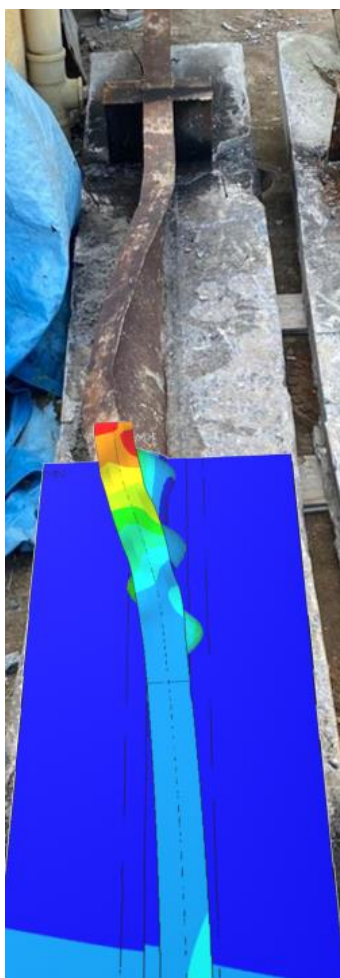


Figura 4-20 - Comparação entre modos de falha experimental e numérico na viga V3.

4.4.5 Estudo Paramétrico com o Modelo Completo

Para a realização de um estudo paramétrico com o modelo completo, foram feitas 27 simulações. Todos os modelos analisados possuem configuração similar aos ensaios de Tong *et al.* (2014), isto é, consistem em um único tramo de viga simplesmente apoiada, com dois balanços, um de cada lado, em cujos extremos foi aplicada uma força concentrada. Com tal configuração, tem-se momento fletor negativo uniforme entre os dois apoios. As únicas exceções para isso são os modelos 25 a 27, que apresentam diagrama não uniforme, obtido por meio da variação da força aplicada no extremo direito da viga. Em cada um dos balanços, simulados sempre com dois metros de comprimento cada, colocaram-se 5 enrijecedores uniformemente espaçados a cada 50 cm, para que não fossem observados problemas de colapso associado ao cisalhamento da alma nessa região. Além disso, todos os modelos tiveram quantidade de conectores de cisalhamento suficiente para que apresentassem interação total em temperatura ambiente.

Primeiramente, esses modelos foram simulados em temperatura ambiente até a falha, determinando-se seu momento resistente. Em seguida, realizou-se a simulação dos modelos em situação de incêndio. Todos os modelos foram submetidos à curva de incêndio-padrão da ISO 834, tiveram aço com propriedades nominais do ASTM A572-Gr.50 ($f_y = 345 \text{ MPa}$) e degradação das propriedades mecânicas do concreto definida segundo os parâmetros do EN 1994-1-2:2005 e concreto com resistência à compressão igual a 30 MPa. As Figuras 4-21 e 4-22 indicam a nomenclatura para os parâmetros utilizados na análise. Os modelos simulados são descritos na Tabela 4-3. Em todos os modelos, exceto quando indicado, considerou-se simetria dos dois lados da laje e o aquecimento se deu somente no trecho entre apoios, de comprimento L . Nos modelos M8, M9 e M10, avaliou-se a influência da contenção lateral da mesa inferior.

Nos modelos M25 a M27, utilizaram-se os diagramas de momento fletor ilustrados na Figura 4-23.

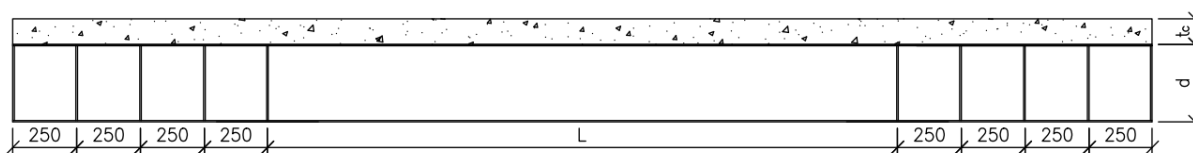


Figura 4-21 - Dimensões longitudinais da viga para estudo paramétrico.

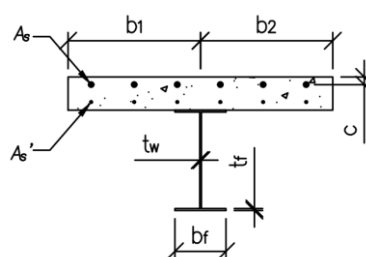


Figura 4-22 - Dimensões da seção transversal da viga para estudo paramétrico.

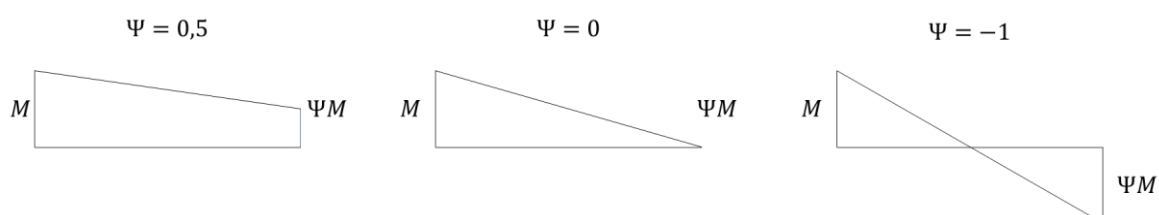


Figura 4-23 - Diagramas de momento fletor utilizados nos modelos M25 a M27.

Tabela 4-3 - Vigas simuladas na análise paramétrica de modelos completos (continua).

Modelo	L	d	b_r	t_r	t_w	t_c	c	A_s	A_s'	b₁	b₂	M_{fi}/M_{rk}
	(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	-	-	(mm)	(mm)	-
M1	10	600	200	16	12,5	120	25	8φ16	-	1000	1000	50%
M2	10	600	200	16	12,5	120	25	4φ16	-	1000	1000	50%
M3	10	600	200	16	12,5	120	25	4φ8	-	1000	1000	50%
M4	10	600	200	16	12,5	120	25	8φ16	8φ16	1000	1000	50%
M5	5	600	200	16	12,5	120	25	8φ16	-	1000	1000	50%
M6	20	600	200	16	12,5	120	25	8φ16	-	1000	1000	50%
M7	30	600	200	16	12,5	120	25	8φ16	-	1000	1000	50%
M8	10 ¹	600	200	16	12,5	120	25	8φ16	-	1000	1000	50%
M9	10 ²	600	200	16	12,5	120	25	8φ16	-	1000	1000	50%
M10	10 ³	600	200	16	12,5	120	25	8φ16	-	1000	1000	50%
M11	10	600	200	16	16	120	25	8φ16	-	1000	1000	50%
M12	10	600	200	20	20	120	25	8φ16	-	1000	1000	50%
M13	10	600	200	25	25	120	25	8φ16	-	1000	1000	50%
M14	10	600	200	16	12,5	120	25	8φ16	-	1000 ⁴	1000 ⁵	50%
M15	10	600	200	16	12,5	120	25	8φ16	-	500	1500 ⁶	50%
M16	10	700	200	16	12,5	120	25	8φ16	-	1000	1000	50%
M17	10	800	200	16	12,5	120	25	8φ16	-	1000	1000	50%
M18	10	500	200	16	12,5	120	25	8φ16	-	1000	1000	50%
M19	10	400	200	16	12,5	120	25	8φ16	-	1000	1000	50%
M20	10	600	150	16	12,5	120	25	8φ16	-	1000	1000	50%
M21	10	600	250	16	12,5	120	25	8φ16	-	1000	1000	50%
M22	10	600	300	16	12,5	120	25	8φ16	-	1000	1000	50%

¹ Três travamentos ao longo do vão.² Cinco travamentos ao longo do vão.³ Sete travamentos ao longo do vão.⁴ Sem simetria.⁵ Sem simetria.⁶ Sem simetria.

Tabela 4-3 - Vigas simuladas na análise paramétrica de modelos completos (conclusão).

Modelo	L	d	b _f	t _f	t _w	t _c	c	A _s	A _s '	b ₁	b ₂	M_{fi}/M_{rk}
	(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	-	-	(mm)	(mm)	-
M23	10	600	200	16	12,5	120	25	8φ16	-	1000	1000	30%
M24	10	600	200	16	12,5	120	25	8φ16	-	1000	1000	70%
M25	10	600	200	16	12,5	120	25	8φ16	-	1000	1000	50% ⁷
M26	10	600	200	16	12,5	120	25	8φ16	-	1000	1000	50% ⁸
M27	10	600	200	16	12,5	120	25	8φ16	-	1000	1000	50% ⁹

Os modelos tiveram, conforme já explicado, sua capacidade resistente determinada numericamente em temperatura ambiente e, em seguida, foram simulados em situação de incêndio, submetidos à curva de aquecimento da ISO 834. Na Tabela 4-4 apresentam-se os valores de momento resistente característico em temperatura ambiente (M_{Rk}), de momento fletor aplicado (M_{fi}) e de tempo de fim de análise (correspondente ao colapso) na viga (t). São apresentadas também as temperaturas na mesa inferior do perfil (θ_1), na mesa superior do perfil (θ_2) e na alma (θ_w) no instante t . Quanto à temperatura da armadura, observou-se que em nenhum dos casos foi superior a 100 °C no momento do colapso. Por este motivo, como a essa temperatura não há redução, seja da resistência ao escoamento ou do módulo de elasticidade do aço, as temperaturas desses componentes foram omitidas. Essa observação está em concordância com Dharma e Tan (2008).

A maioria dos modelos completos analisados apresentou flambagem lateral com distorção como modo predominante de falha (Figura 4-24), embora em alguns casos tenham se observado indícios de flambagem local na viga. As mesmas observações podem ser obtidas a partir das curvas de tempo *vs.* deslocamento, ilustradas na Figura 4-25 para o modelo M1. Inicialmente, observa-se variação expressiva dos deslocamentos verticais (como observado nos ensaios), decorrente do gradiente de temperatura ao longo da altura da seção transversal. Com a degradação das propriedades mecânicas, observa-se o crescimento dos deslocamentos

⁷ Diagrama de momento fletor trapezoidal com $\Psi = 0,5$

⁸ Diagrama de momento fletor triangular com $\Psi = 0$

⁹ Diagrama de momento fletor triangular com $\Psi = -1$

transversais típicos da FLD (saída lateral da mesa inferior). O aumento desses deslocamentos é acompanhado da perda de rigidez à flexão da viga, indicando o colapso e a variação expressiva dos deslocamentos verticais em um curto intervalo de tempo.

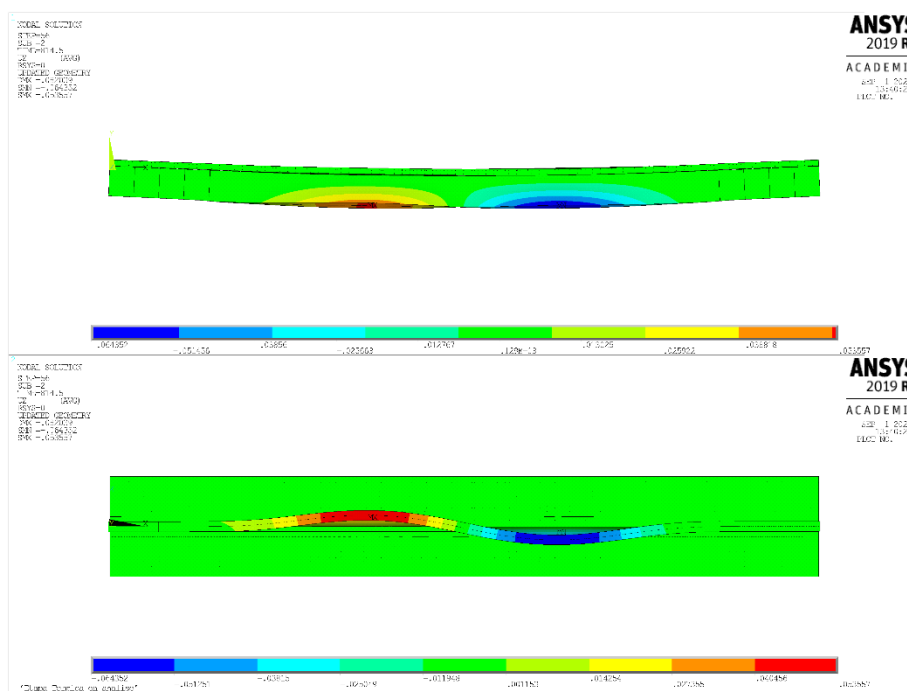


Figura 4-24 - Configuração deformada no colapso do modelo M1, indicando flambagem lateral com distorção.

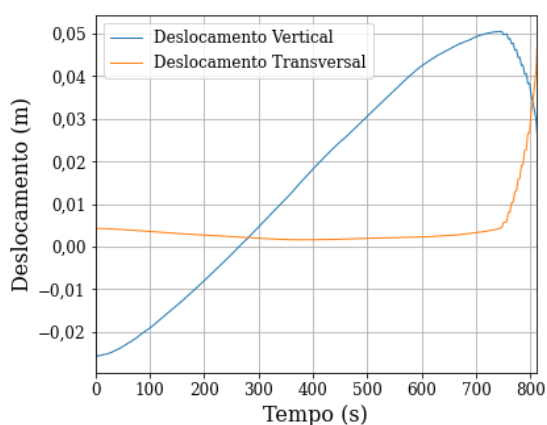


Figura 4-25 - Curvas tempo vs. deslocamento para o modelo M1.

Os modelos M8, M9 e M10 não apresentaram flambagem lateral com distorção, mas sim flambagem local como modo mais nítido na configuração deformada final da viga (Figura 4-26), motivo pelo qual os resultados obtidos para esses modelos considerando-se somente a

FLD são inseguros. Cabe ressaltar que as prescrições do EN 1994-1-2:2005 não indicam que esses modelos deveriam ser tratados como sujeitos à flambagem local, por mais que isso ocorra nas simulações numéricas. Somente os modelos 21 e 22 eram de classe 3 segundo o sistema de classificação do EN 1994-1-2:2005.

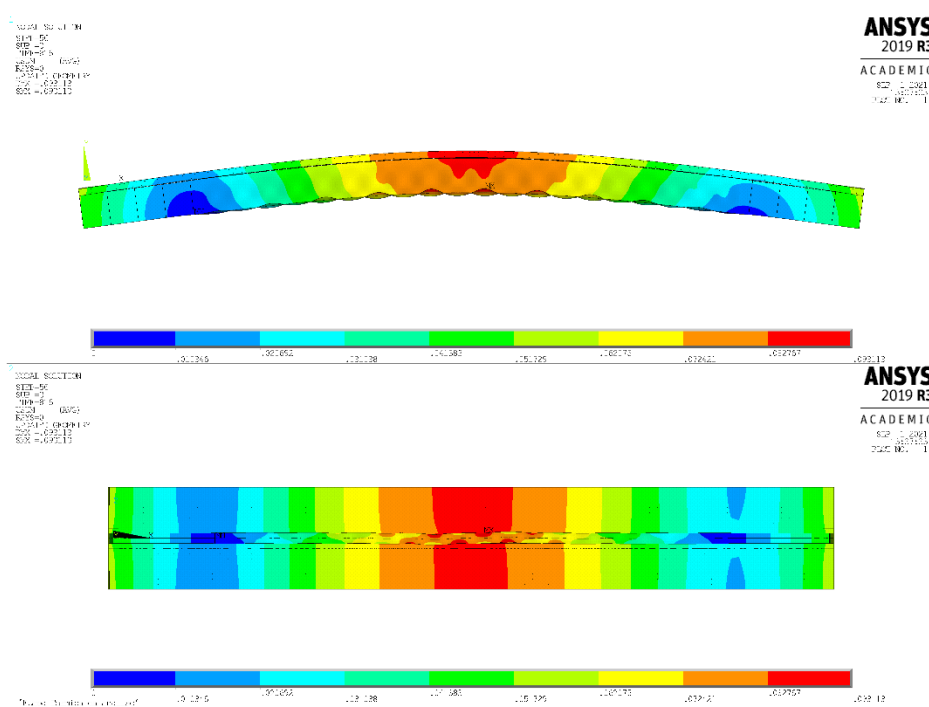


Figura 4-26 - Configuração deformada no colapso do modelo M10, indicando flambagem local das mesas e da alma.

Tabela 4-4 - Resultados obtidos da análise paramétrica dos modelos completos.

Modelo	M_{Rk}	M_{fi}	t	θ_1	θ_2	θ_w
	(kN.m)	(kN.m)	(s)	(°C)	(°C)	(°C)
M1	940,0	470,0	813	576	375	617
M2	880,6	44,0,3	800	569	368	610
M3	840,7	420,4	773	561	361	603
M4	937,4	468,7	828	590	388	629
M5	1068,0	533,9	803	576	373	617
M6	837,0	418,5	842	590	386	629
M7	787,2	393,6	864	603	401	641
M8	951,4	475,7	855	597	395	635
M9	1048,9	524,5	817	583	382	623
M10	1086,0	543,0	816	586	387	628
M11	1156,7	578,4	863	597	396	596
M12	1474,1	737,0	969	594	390	593
M13	1850,3	925,2	1104	595	390	594
M14	882,9	441,4	839	590	388	629
M15	866,2	433,1	843	592	390	631
M16	795,0	397,5	933	628	427	663
M17	779,1	389,5	959	639	439	672
M18	925,0	462,5	764	553	354	596
M19	982,2	491,1	642	483	295	528
M20	557,6	278,8	876	592	416	656
M21	1217,1	608,5	770	552	351	596
M22	1678,3	839,2	701	550	347	596
M23	940,0	282,0	1092	680	486	705
M24	940,0	658,0	659	493	303	541
M25	1056,9	528,4	843	590	388	629
M26	1234,4	617,2	822	582	380	622
M27	1464,7	732,4	818	580	378	620

5

PROCEDIMENTO DE CÁLCULO DE VIGAS MISTAS CONTÍNUAS SUJEITAS A FLD EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

5.1 Considerações Iniciais

Neste capítulo, é proposto um método simplificado de cálculo para a determinação do momento resistente de vigas mistas sujeitas à flambagem lateral com distorção (FLD) em situação de incêndio. Em temperatura ambiente, o procedimento para tal é bastante similar ao que se utiliza para verificação de vigas de aço sujeitas à FLT de acordo com a norma EN 1993-1-2:2005, isto é, segue as seguintes etapas:

1. Determinação do momento crítico elástico de flambagem lateral com distorção;
2. Determinação do momento resistente da seção transversal, que pode ser o momento de plastificação total, o momento de início de escoamento ou um valor intermediário, a depender da possibilidade de flambagem local da viga mista;
3. Determinação de um parâmetro de esbeltez (λ_{dist}) que é função do momento crítico elástico e do momento resistente da seção transversal;
4. Determinação de um fator de redução da capacidade resistente (χ_{dist}) da seção transversal devido à instabilidade, como base no parâmetro de esbeltez calculado.

Assim, o momento resistente característico da viga é dado pelo produto do fator χ_{dist} pelo momento resistente da seção transversal. Em situação de incêndio, para as vigas de aço sujeitas à FLT, o procedimento atualmente vigente na norma supracitada (e na ABNT NBR 14323:2013) é bastante similar, com as seguintes simplificações e modificações para seção com distribuição uniforme de temperatura:

- O momento resistente da seção em temperatura elevada pode ser obtido a partir do momento resistente da seção transversal em temperatura ambiente, multiplicando-o pelo coeficiente de redução da resistência ao escoamento do aço (obtido para a máxima temperatura alcançada pelo perfil) e pela razão entre os fatores de ponderação da resistência do aço em temperatura ambiente e em temperatura elevada;
- O parâmetro de esbeltez pode ser obtido pela multiplicação de seu valor em temperatura ambiente pela raiz quadrada da razão entre os fatores de redução da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade obtidos considerando-se a temperatura da mesa comprimida;
- O fator de redução da capacidade resistente (χ) tem formulação diferente da adotada para temperatura ambiente.

No caso das vigas puramente de aço, uma distribuição de temperatura praticamente uniforme em toda a seção transversal é bastante plausível, mesmo porque, caso a mesa superior esteja justaposta a uma laje de concreto, sua temperatura normalmente será ligeiramente mais baixa que a do resto do perfil (desconsiderando-se a possibilidade de uma proteção contra o aquecimento muito robusta no perfil), mas pode-se tomar conservadoramente sua temperatura igual àquela no resto da seção transversal. No caso das vigas mistas contínuas, por outro lado, a distribuição de temperatura ao longo da seção transversal na região de momento negativo é altamente não uniforme, especialmente considerando-se que a armadura está inserida na laje e possui temperatura bastante mais baixa. Assim, o procedimento proposto será descrito como uma adaptação do procedimento em temperatura ambiente, tomando-se as propriedades do aço de cada componente da seção transversal (mesas superior e inferior, alma e armadura longitudinal contidas na largura efetiva) para a temperatura à qual estão submetidos, utilizando-se a mesma relação entre os parâmetros χ e λ_0 de vigas de aço sujeitas à FLT em temperatura elevada.

5.2 Descrição do Procedimento Proposto

Devido à grande variabilidade da temperatura ao longo da seção transversal, determinar-se-á o momento fletor resistente característico em um instante t , dado por $M_{fi,dist,t,Rk}$. Considera-se que são conhecidas, no instante t , as temperaturas da mesa inferior ($\theta_{1,t}$), da mesa superior ($\theta_{2,t}$), da alma ($\theta_{w,t}$) e da armadura ($\theta_{s,t}$). Não serão discutidos neste trabalho os procedimentos de determinação dessas temperaturas, que podem ser obtidas segundo procedimentos

simplificados (por exemplo os descritos na ABNT NBR 14323:2013), por modelos de elementos finitos em programas adequados (Ribeiro, 2004) ou segundo instruções de outras fontes da literatura.

Conhecendo-se as temperaturas, a seção transversal da viga mista pode ser homogeneizada, tomando como base o módulo de elasticidade da alma para consideração das diferentes propriedades mecânicas dos componentes da seção transversal. A Figura 5-1 ilustra a seção homogeneizada, que se torna um perfil I monossimétrico. Nela, $k_{E,i,t}$ refere-se ao coeficiente de redução do módulo de elasticidade no componente i ($i = 1$ significa a mesa inferior, 2 a mesa superior, w a alma e s a armadura) obtido para a sua temperatura no instante t . Considere-se para a discussão aqui apresentada apenas uma camada de armadura colaborante na laje de concreto, mas o procedimento pode ser facilmente adaptado para a consideração de múltiplas camadas.

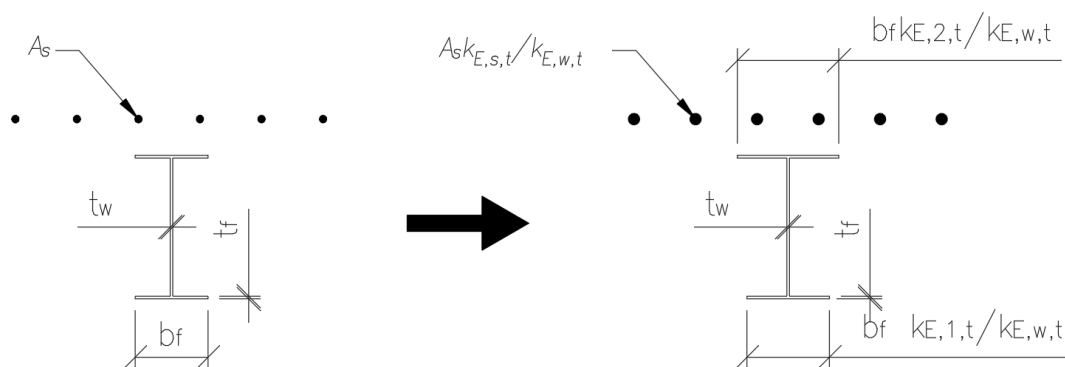


Figura 5-1 - Seção homogeneizada para a determinação do momento resistente da viga mista contínua.

Calcula-se a posição da linha neutra elástica (centroide) da seção homogeneizada, e determinam-se as forças de plastificação de cada um dos elementos da seção transversal, dadas pelas equações a seguir.

$$F_1 = b_f t_f f_y k_{y,1,t} \quad (5.1)$$

$$F_2 = b_f t_f f_y k_{y,2,t} \quad (5.2)$$

$$F_w = h t_w f_y k_{y,w,t} \quad (5.3)$$

$$F_s = A_s f_{y,s} k_{y,s,t} \quad (5.4)$$

Como recomendado por Zhao e Kruppa (1997), caso se tenha $F_s > F_1 + F_2 + F_w$ deve-se reduzir a área de armadura considerada para o cálculo, a fim de promover a igualdade e ter-se a linha neutra plástica na interface entre perfil e laje.

O procedimento de cálculo inicia-se pela determinação do momento crítico conforme a Equação (2.6). Realiza-se a determinação do coeficiente $\kappa_{g,t}$, apresentado originalmente na Equação (2.7), considerando-se a seção homogeneizada previamente indicada, sendo que o parâmetro \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 a determinação da rigidez rotacional da viga mista, pode-se considerar em casos usuais que a rigidez à flexão lateral da alma do perfil é dominante e, portanto, tem-se a rigidez rotacional no instante t dada pela equação:

$$k_{r,t} = k_{2,t} = \frac{k_{E,w,t} E_a t_w^3}{4(1-\nu^2)h_0} \quad (5.5)$$

A constante de empenamento do perfil tomando-se o polo no centroide da mesa superior e homogeneizando a mesa inferior para cálculo de sua inércia pode ser dada por:

$$C_{wd,t} = \frac{h_0^2 b_f^3 \left[t_f \left(\frac{k_{E,1,t}}{k_{E,w,t}} \right) \right]}{12} \quad (5.6)$$

A constante de torção do perfil de aço, tomada para a seção homogeneizada, é dada pela seguinte equação:

$$J_{,t} = \sum b_i t_i^3 \left(\frac{k_{E,i,t}}{k_{E,w,t}} \right) \quad (5.7)$$

Determina-se então o parâmetro adimensional $\eta_{b,t}$, por meio da equação apresentada a seguir:

$$\eta_{b,t} = \sqrt{\frac{k_{r,t} L^4}{k_{E,w,t} E_a C_{w,d,t}}} \quad (5.8)$$

A partir desse parâmetro determina-se o número de semiondas de flambagem (n) pelo mesmo procedimento utilizado em temperatura ambiente e o momento crítico pode ser finalmente determinado pela expressão:

$$M_{cr,t} = \frac{\kappa_{g,t}}{h_0} \left\{ k_{E,w,t} G_{aJ,t} + \frac{k_{E,w,t} E_a C_{wd,t}}{L^2} \left[(n\pi)^2 + \left(\frac{\eta_{b,t}}{n\pi} \right)^2 \right] \right\} \quad (5.9)$$

No que tange especificamente à determinação da rigidez à flexão lateral da alma do perfil, é importante observar que no caso geral das vigas mistas, tem-se a mesa superior bastante menos aquecida que a alma e, pela continuidade do campo de temperatura, a porção superior da alma também é em geral menos aquecida. O modelo de determinação da rigidez à flexão lateral da alma tem como base uma placa engastada no encontro da mesa superior com a alma do perfil e sujeita a uma força lateral distribuída no encontro da alma com a mesa inferior. Assim, é fácil notar que a região de maior colaboração para a rigidez à flexão lateral (que fica sujeita ao maior momento solicitante no modelo teórico utilizado para a determinação da rigidez à flexão lateral) é a mais fria, de maneira que a distribuição real de temperaturas é favorável para a determinação da rigidez à flexão lateral quando comparada ao modelo com temperatura uniforme em toda a alma. Para a consideração desse efeito favorável, pode-se realizar uma correção da rigidez à flexão lateral comparando-se as flechas obtidas segundo dois modelos simples de barras engastadas. No primeiro, a barra de comprimento L tem o módulo de elasticidade uniforme e igual a E_1 ao longo de todo o seu comprimento. No segundo, tem-se a barra com o um trecho igual a ιL na proximidade do engaste com módulo de elasticidade mais elevado, E_2 , e no restante, com módulo de elasticidade E_1 . É fácil mostrar que a razão entre os deslocamentos obtidos com a mesma força para os dois casos é dada pela equação a seguir:

$$r = \frac{E_1}{E_2} + (1 - \iota)^3 \left(1 - \frac{E_1}{E_2} \right) \quad (5.10)$$

Nesse caso, conhecendo-se a distribuição de temperatura ao longo da alma, é possível estimar o aumento da rigidez devido a essa variação e a rigidez à flexão lateral modificada da alma, $k_{2,t,mod}$ será dada por:

$$k_{2,t,mod} = \frac{1}{r} k_{2,t} \quad (5.11)$$

Os resultados obtidos da análise paramétrica indicam que uma boa estimativa da rigidez rotacional pode ser obtida com $\iota = 0,33$ e com E_2 tomado como $(2 \times E_{2,t} + 1 \times E_{w,t})/3$, embora tal medida seja apenas uma aproximação e dependa de parâmetros como fator de massividade da alma e da mesa, tempo de exposição ao incêndio, diferença de temperatura entre a alma e a mesa, altura da alma, entre outros.

Assim sendo, pode-se obter aproximadamente a rigidez à flexão lateral da alma como:

$$r_{E,alma,t} = \frac{k_{E,w,t}}{\frac{2k_{E,2,t} + k_{E,w,t}}{3}} \quad (5.12)$$

$$k_{2,t,mod} = \frac{1}{r_{E,alma,t} + 0,3(1 - r_{E,alma,t})} \frac{k_{E,w,t} E_a t_w^3}{4(1 - \nu^2) h_0} \quad (5.13)$$

Determinado o momento crítico, parte-se para a determinação da classificação do perfil, que pode ser feita segundo as prescrições do EN 1994-1-2:2005 sem qualquer adaptação. Determinam-se também os momentos de plastificação total ($M_{fi,t,pl}^-$) e de início de escoamento ($M_{fi,t,y}^-$) para a distribuição de temperatura conhecida. Segundo o procedimento atual do EN 1994-1-2:2005, tem-se o momento resistente da seção transversal no instante t , indicado por $M_{fi,t,Rk}^-$ tomado como o momento de plastificação no caso das classes 1 e 2 e como o momento de início de escoamento no caso de classe 3. As novas gerações dos Eurocodes (mais especificamente o anexo B do prEN 1993-1-1:2019) preveem que no caso de seções de classe 3, pode-se trabalhar com um valor intermediário para o momento resistente da seção transversal. Tal procedimento foi ajustado para a situação de incêndio e o momento resistente da seção transversal de classe 3 pode ser obtido conforme as equações a seguir:

$$\varepsilon_t = 0,029 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (5.14)$$

$$\beta = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{\left(\frac{b_f}{2t_f} - 10\varepsilon_t\right)}{4\varepsilon_t} \\ \frac{\left(\frac{c}{t_w} - 83\varepsilon_t\right)}{38\varepsilon_t} \\ 0 \end{array} \right. \leq 1,0 \quad (5.15)$$

$$M_{fi,t,Rk,classe\ 3}^- = M_{fi,t,pl}^- - (M_{fi,t,pl}^- - M_{fi,t,y}^-)\beta \quad (5.16)$$

em que c é a altura comprimida do perfil de aço, $M_{fi,t,pl}^-$ é o momento de plastificação total da seção transversal e $M_{fi,t,y}^-$ é o momento de início de escoamento da seção transversal.

Determina-se então o parâmetro de esbeltez como:

$$\lambda_{dist,fi,t} = \sqrt{\frac{M_{fi,t,Rk}^-}{M_{cr,t}}} \quad (5.17)$$

A partir do parâmetro $\lambda_{dist,fi,t}$ determina-se o fator de redução da capacidade resistente da seção a partir das equações seguintes, que já são as adotadas para a FLT no EN 1993-1-2:2005:

$$\chi_{dist,fi,t} = \frac{1}{\phi_{dist,fi,t} + \sqrt{[\phi_{dist,fi,t}^2 - \lambda_{dist,fi,t}^2]}} \quad (5.18)$$

$$\phi_{dist,fi,t} = \frac{1}{2} [1 + \alpha \lambda_{dist,fi,t} + \lambda_{dist,fi,t}^2] \quad (5.19)$$

$$\alpha = 0,022 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}} \quad (5.20)$$

Finalmente, o momento resistente característico da viga mista considerando-se a flambagem lateral com distorção será dado por:

$$M_{fi,dist,t,Rk} = \chi_{dist,fi,t} M_{fi,t,Rk}^- \quad (5.21)$$

Convém ressaltar que, embora o termo “característico” seja utilizado, é importante a aplicação de um tratamento estatístico aos resultados descritos neste trabalho antes de aplicações em projeto.

5.3 Aplicação do Modelo de Cálculo aos Modelos Simplificados

Um código foi desenvolvido na linguagem de programação Python para aplicar a metodologia de cálculo proposta aos modelos simulados numericamente. Inicialmente, o procedimento foi aplicado aos modelos sem restrição ao empenamento nas extremidades. Determinaram-se por meio do procedimento apresentado os valores de momento crítico elástico ($M_{cr,t}$) e de momento resistente da seção transversal ($M_{fi,t,Rk}^-$). Em seguida, calculou-se o coeficiente χ_{num} como a razão entre o momento resistente obtido numericamente e o momento resistente da seção transversal.

Esses dados foram colocados em um gráfico, ao qual foi adicionada a curva proposta de $\chi_{dist,fi,t}$ e bandas com 10%, 20% e 30% de desvio dessa curva. Tais resultados são apresentados para os modelos sem empenamento restrito na Figura 5-2.

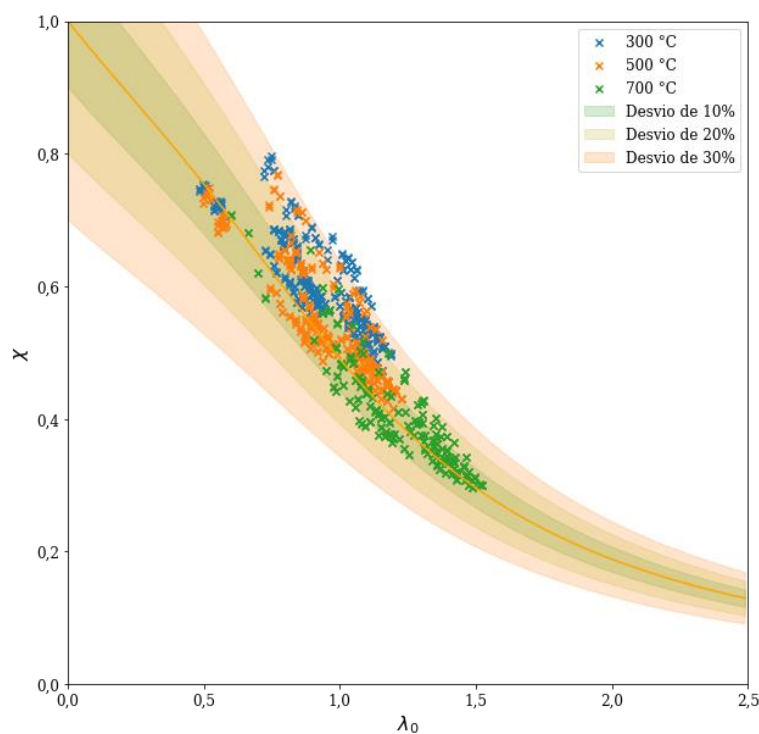


Figura 5-2 – Aplicação do procedimento de cálculo aos modelos simplificados sem restrição ao empenamento.

Para cada modelo, determinou-se a diferença percentual entre os valores de χ obtidos numericamente e segundo a proposta de cálculo. Uma comparação entre os valores numéricos e propostos dos coeficientes χ (numérico e proposto) é ilustrada na Figura 5-3. Uma análise dos dados indica que o valor médio da razão entre os coeficientes proposto e numérico foi igual a 0,93 e o desvio padrão dessa razão foi de 0,085. Os valores máximo e mínimo dessa razão foram 0,74 e 1,16, com 75% dos valores abaixo de 0,99, o que indica certo conservadorismo da equação proposta na análise desses casos. O coeficiente de correlação de Pearson entre os dados propostos e numéricos do fator χ foi de 0,90.

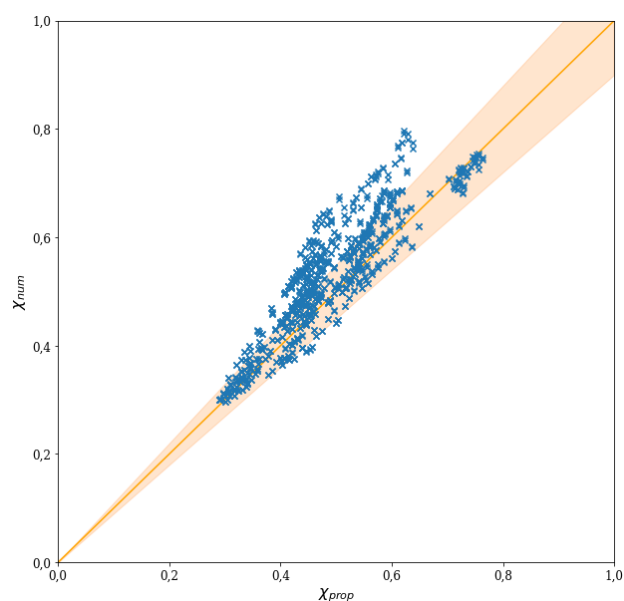


Figura 5-3 - Comparação entre os valores numéricos e propostos do coeficiente χ para os modelos numéricos simplificados sem restrição ao empenamento.

O mesmo procedimento foi então realizado com os resultados obtidos para os modelos simplificados com restrição ao empenamento nas extremidades. Cabe ressaltar que nesse caso, como já discutido, utiliza-se uma metodologia aproximada para a determinação do momento crítico, que produz resultados, na média, iguais a 82% dos obtidos numericamente, com desvio padrão de 11%. Novamente, apresentam-se nas Figuras 5-4 e 5-5 as curvas ilustrando a variação do parâmetro χ com $\lambda_{dist,t}$ e a comparação entre os valores de χ numérico e proposto.

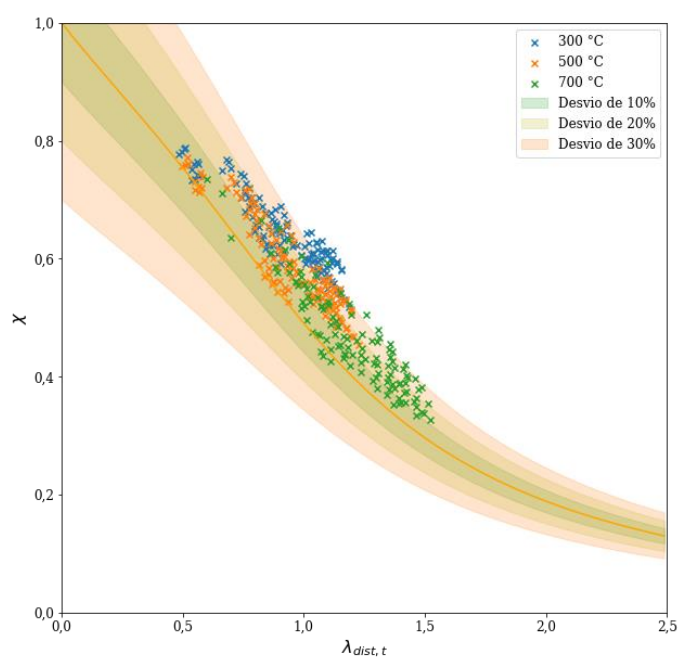


Figura 5-4 - Aplicação do procedimento de cálculo aos modelos simplificados com restrição ao empenamento.

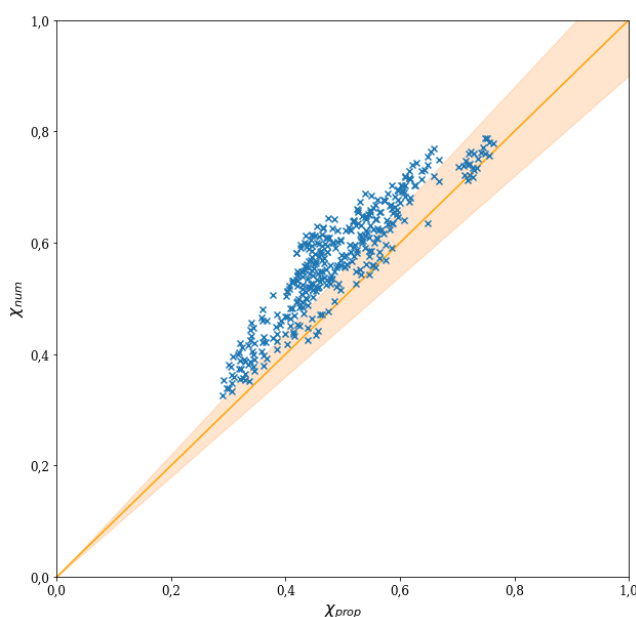


Figura 5-5 - Comparação entre os valores numéricos e propostos do coeficiente χ para os modelos numéricos simplificados com restrição ao empenamento.

Novamente, para cada modelo, determinou-se a diferença percentual entre os valores de χ obtidos numericamente e segundo a proposta de cálculo. Uma comparação entre os valores numéricos e propostos dos coeficientes χ indica que o valor médio da razão entre esses dois coeficientes foi igual a 0,86 e o desvio padrão dessa razão foi de 0,070. Os valores máximo e mínimo dessa razão foram 0,72 e 1,04, com 75% dos valores abaixo de 0,90, o que indica conservadorismo da equação proposta na análise desses casos. O coeficiente de correlação de Pearson entre os dados propostos e numéricos do fator χ foi de 0,92.

Essa análise pode ser repetida, considerando-se o valor de momento crítico obtido numericamente, removendo-se, portanto, uma das imprecisões identificadas no modelo de cálculo apresentado. Dessa maneira, tem-se as Figuras 5-6 e 5-7 ilustrando a variação de χ com o parâmetro $\lambda_{dist,t}$ e a comparação entre valores obtidos numericamente e pelo procedimento proposto.

A razão entre os valores de χ numéricos e teóricos apresentou média igual a 0,96, desvio padrão igual a 0,054, valor mínimo de 0,82, valor máximo de 1,09 e 75% dos resultados abaixo de 0,99. O coeficiente de correlação de Pearson entre os valores propostos e numéricos de χ foi de 0,96, indicando excelente adequabilidade do procedimento.

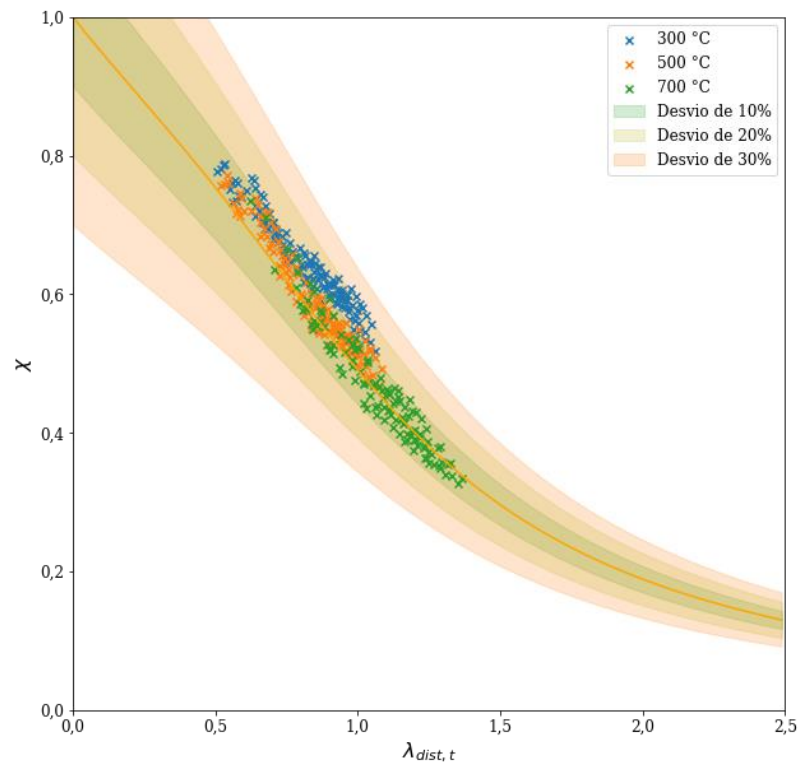


Figura 5-6 - Aplicação do procedimento de cálculo aos modelos simplificados com restrição ao empenamento adotando-se o valor numérico do momento crítico.

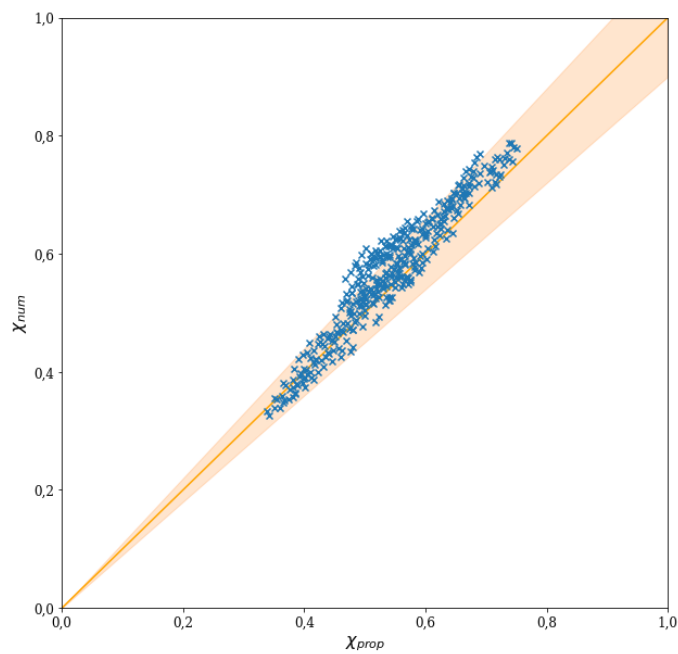


Figura 5-7 - Comparação entre os valores numéricos e propostos do coeficiente χ para os modelos numéricos simplificados com restrição ao empenamento adotando-se o valor numérico de momento crítico.

5.4 Desenvolvimento de Modelos Simplificados com Temperatura Variável na Seção Transversal e Aplicação do Procedimento de Cálculo

Dentre as verificações já realizadas do procedimento de cálculo proposto, não foi avaliado nenhum caso em que a distribuição da temperatura ao longo do perfil de aço não fosse uniforme. Mostra-se importante verificar a sua adequabilidade quando se tem a temperatura ao longo da seção transversal variável. Para isto, foi realizado um novo conjunto de simulações numéricas baseadas no modelo simplificado sem restrição ao empenamento, nos quais considerou-se:

- Perfil de aço com as dimensões nominais dos perfis W310x21,0 W310x52,0; W360x32,9 ou W410x38,8 da Gerdau.
- Vão igual a 5, 10, 15 ou 20 vezes a altura do perfil;
- Temperatura da alma do perfil (θ_w) igual a 300°C, 500°C ou 700 °C;
- Temperatura do aço da armadura igual a 20 °C;
- Área de armadura da viga correspondente a 25%, 50%, 75% ou 100% da força de plastificação da mesa inferior do perfil de aço, com base nos valores de força de plastificação em temperatura ambiente.
- Mesas inferior e superior do perfil com temperaturas iguais a 95% e 70% da temperatura da alma respectivamente.

Cento e noventa e dois modelos foram simulados e para cada um dos modelos, comparou-se o momento crítico obtido numericamente com aquele obtido segundo as equações propostas. Tal comparação é apresentada na Figura 5-8. A média da razão entre os dois valores foi de 1,016 e o desvio padrão observado foi de 0,026.

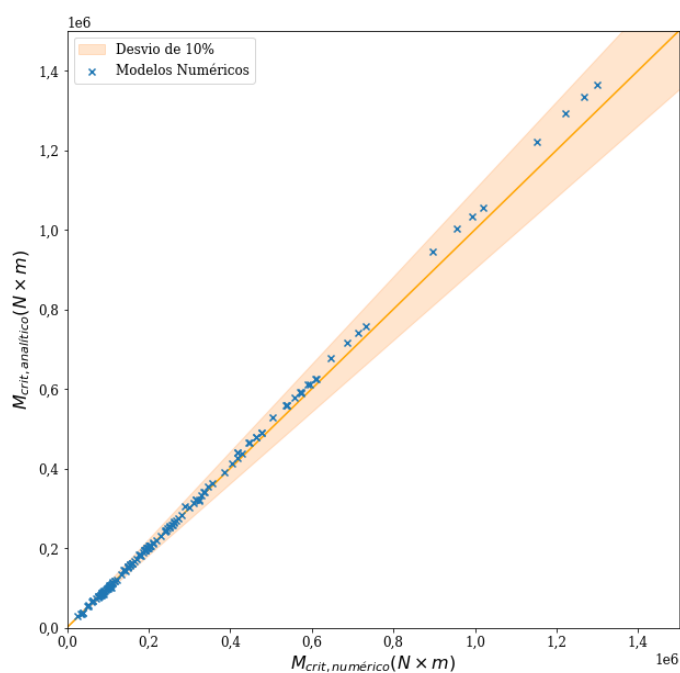


Figura 5-8 - Avaliação da adequabilidade do procedimento de determinação do momento crítico para seções com temperatura variável.

Aplicou-se então o mesmo procedimento anterior de determinação do coeficiente χ e apresenta-se na Figura 5-9 a variação deste parâmetro observada numericamente, bem como os valores obtidos pela formulação teórica.

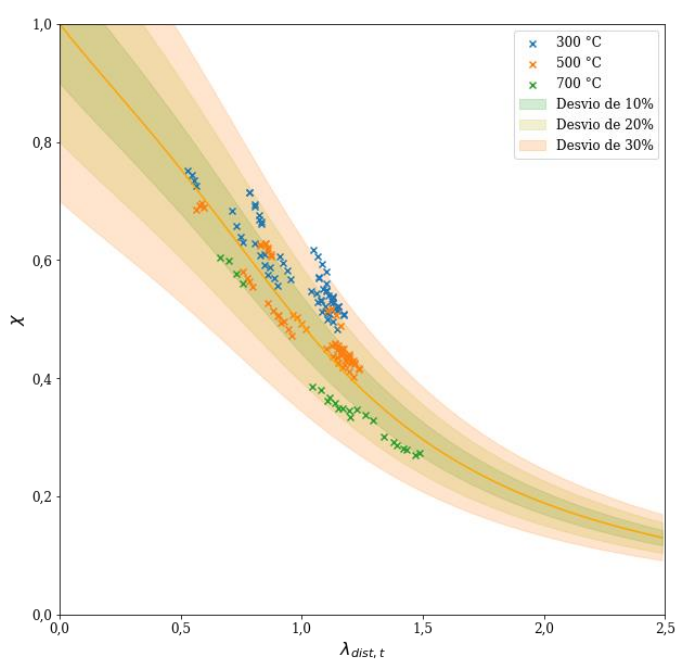


Figura 5-9 - Valores obtidos numericamente do coeficiente χ para seções com temperatura variável.

A razão entre os valores de χ numéricos e teóricos apresentou média igual a 0,95, desvio padrão igual a 0,11, valor mínimo de 0,76, valor máximo de 1,22 e 75% dos resultados abaixo de 1,02. O coeficiente de correlação de Pearson entre os valores propostos e numéricos de χ foi de 0,86, indicando boa correlação do procedimento proposto com os resultados numéricos, mesmo quando a temperatura ao longo da seção transversal não é uniforme.

5.5 Aplicação do Modelo de Cálculo aos Modelos Completos

Nos modelos completos, existem diferenças consideráveis de comportamento, quando comparados aos modelos simplificados e às hipóteses básicas de dimensionamento. Primeiramente, a distribuição de temperatura na seção transversal do perfil (em especial na alma) não é uniforme, embora seja assim tratada em boa parte do procedimento proposto. Em segundo lugar, o concreto tracionado apresenta alguma colaboração (ainda que pequena) para a capacidade resistente da viga mista. Considera-se também que, nos modelos analisados, o empenamento é restrito nos apoios, fato este constatado na observação dos modos de falha dos modelos numéricos (Figura 5-10), de maneira que o momento crítico será determinado de maneira aproximada utilizando-se nas equações de momento crítico metade do comprimento total da viga, como já proposto. Tem-se também uma distribuição não uniforme da tensão na armadura contida na largura efetiva da laje. Há, portanto, diversos fatores que são de difícil consideração no modelo de cálculo, o que deve resultar em uma menor precisão do momento resistente obtido segundo o procedimento de cálculo quando comparado aos resultados do modelo completo.

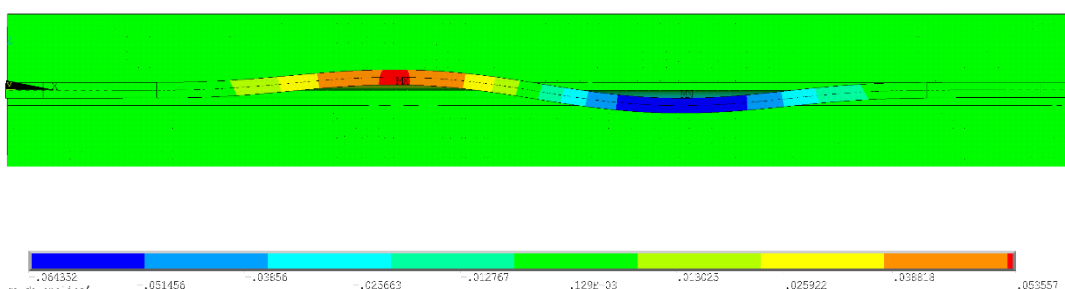


Figura 5-10 – Deslocamento transversal na deformada típica de FLD nos modelos analisados evidenciando restrição ao empenamento nos apoios (escala em m).

Na Figura 5-11 apresenta-se uma comparação dos resultados numéricos do fator de redução χ quando utilizado o procedimento de cálculo proposto para os modelos sujeitos a momento uniforme (isto é, todos exceto M25, M26 e M27). Observa-se que o procedimento proposto de cálculo é conservador para a maioria dos pontos analisados. Na realidade, somente nos modelos

M8, M9 e M10 foi que se teve o momento resistente numérico inferior àquele previsto pela formulação. Esses modelos referem-se ao conjunto que possuía travamentos na mesa inferior ao longo do vão, os quais impediram o acontecimento da FLD, sendo a flambagem local o fenômeno dominante, e o procedimento proposto inadequado. Cabe ressaltar que as formulações normativas não previam a ocorrência de flambagem local nestes modelos, embora tenha sido este o modo de falha observado. Tal fato também foi observado por Zhao e Kruppa (1997).

Os valores obtidos para o fator de redução χ numérica e teoricamente são comparados na Figura 5-12. Observou-se que a média da razão entre o valor proposto e o valor numérico foi de 0,85, com desvio padrão de 0,18. O valor mínimo dessa razão foi de 0,64 e o máximo de 1,32 e 75% dos modelos apresentaram valor abaixo de 0,90. Observa-se nítido conservadorismo do procedimento proposto. É nítido também que, como os modelos completos apresentam comportamento bastante mais complexo que os modelos simplificados, a dispersão se torna maior quando é realizada a comparação entre o procedimento proposto e esses modelos. O coeficiente de correlação de Pearson para os valores proposto e numérico foi de 0,76. Os valores de desvio observados são similares aos observados por Oliveira (2018) na avaliação do mesmo fenômeno em temperatura ambiente.

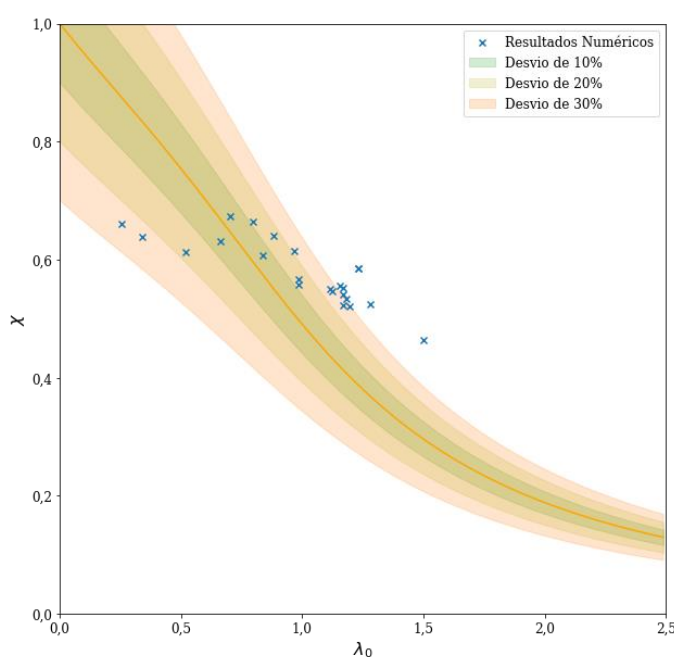


Figura 5-11 - Aplicação do procedimento de cálculo aos modelos completos.

Comparação dos valores obtidos numericamente e segundo a proposta

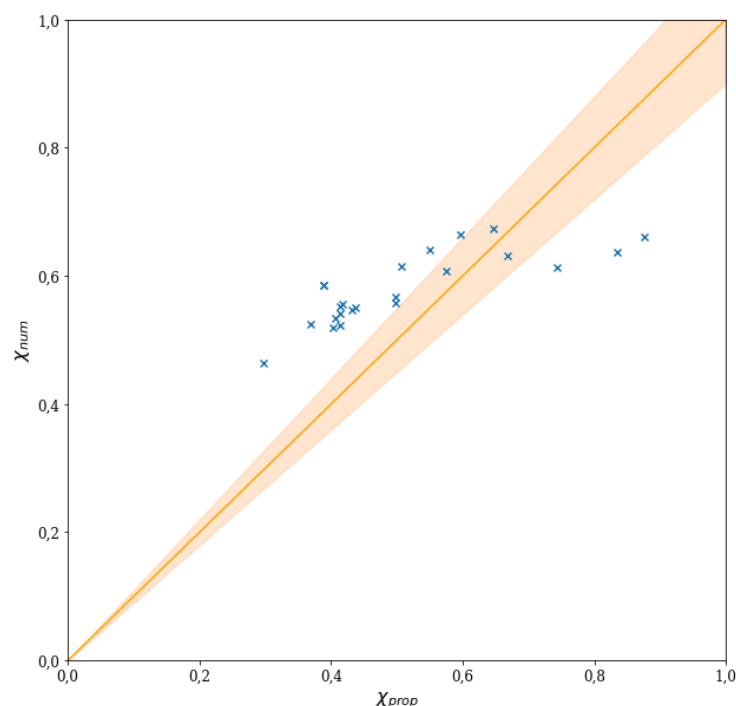


Figura 5-12 - Comparação entre os valores numéricos e propostos do coeficiente χ para os modelos numéricos completos.

Para a verificação dos modelos com diagrama de momento fletor não uniforme, é importante que se recorde que deve haver uma adaptação do procedimento de determinação do momento crítico, previsto pela equação de Dias *et al.* (2019) somente para os casos de momento uniforme. Para essa adaptação, geralmente emprega-se um coeficiente de modificação que é função da forma do diagrama de momento fletor. Nesse caso, há algumas formulações que são apresentadas na literatura, sendo a mais recente e melhor adaptada ao procedimento de Dias *et al.* (2019) a de Nery *et al.* (2021). Assim sendo, para cada um dos três diagramas dos modelos M25, M26 e M27, calculou-se o coeficiente C_{dist} conforme proposto por Nery *et al.* (2021). Na Tabela 5-1 apresentam-se os valores desse coeficiente, de momento crítico teórico, de χ obtido numericamente e de $\chi_{dist,fi,t}$. Cumpre observar que os valores obtidos são mais conservadores que os obtidos para momento uniforme, o que já era esperado, posto que a formulação de Nery *et al.* (2021) apresenta valores de C_{dist} que levam a valores de momento crítico geralmente abaixo dos observados numericamente.

Tabela 5-1 - Valores obtidos quando da aplicação do procedimento proposto às vigas com momento não uniforme.

Modelo	C_{dist}	$M_{cr,t}$ (kN.m)	χ_{num}	$\chi_{dist,fi,t}$	$\frac{\chi_{dist,fi,t}}{\chi_{num}}$
M25	1,23	718	0,66	0,46	0,70
M26	1,49	909	0,75	0,52	0,69
M27	1,96	1213	0,88	0,58	0,66

5.6 Exemplo de Cálculo

A título de exemplo, será realizada a determinação do momento resistente característico do modelo M1 já simulado. Para essa viga, tem-se as seguintes características:

- Perfil 600x200x16x12,5;
- Resistência ao escoamento do aço do perfil: 345 MPa;
- Resistência ao escoamento do aço da armadura: 500 MPa;
- Distância da armadura à mesa superior do perfil: 9,5 cm;
- Armadura na largura efetiva da laje: $8\phi 16mm = 16,08 cm^2$;
- Vão: 10 metros, com restrição ao empenamento nas extremidades, de maneira que tome-se $L = 5$ metros;
- Módulo de elasticidade do aço dos perfis e das armaduras tomado como 200 GPa;
- Temperatura da mesa inferior (θ_1) de 576 °C ($k_{y,1,t} = 0,544$; $k_{E,1,t} = 0,38$);
- Temperatura da mesa superior (θ_2) de 375 °C ($k_{y,2,t} = 1,0$; $k_{E,2,t} = 0,725$);
- Temperatura da alma (θ_w) de 617 °C ($k_{y,w,t} = 0,429$; $k_{E,w,t} = 0,28$).

Por simplicidade dos cálculos, considera-se $h_0 \approx d = 60 cm$.

A seção do perfil de aço homogeneizada, portanto, tem a seguinte geometria, distância da linha neutra ao centro da mesa superior (y) e momento de inércia:

$$b_{f,inf} = 20 \times \frac{0,38}{0,28} = 27,14 cm \quad (5.22)$$

$$b_{f,sup} = 20 \times \frac{0,725}{0,28} = 51,786 \text{ cm} \quad (5.23)$$

$$y = \frac{27,14 \times 1,6 \times 60 + 60 \times 30 \times 1,25}{60 \times 1,25 + 27,17 \times 2,6 + 51,786 \times 1,6} = 24,122 \text{ cm} \quad (5.24)$$

$$I_{ax} = (51,786 \times 1,6) \times 24,122^2 + (27,14 \times 1,6) \times 35,88^2 + \frac{5,179 \times 1,6^3}{12} + \frac{27,14 \times 1,6^3}{12} + \frac{1,25 \times 60^3}{12} + (1,25 \times 60) \times 5,88^2 = 129233 \text{ cm}^4 \quad (5.25)$$

Considerando-se a seção mista, isto é, perfil mais armadura, tem-se a área de armadura homogeneizada, a distância da linha neutra ao centro da mesa superior e o momento de inércia da seção mista determinados pelas equações seguintes:

$$A_{s,h} = 16,08 \times \frac{1}{0,28} = 57,43 \text{ cm}^2 \quad (5.26)$$

$$y = \frac{24,112 \times (60 \times 1,25 + 27,17 \times 2,6 + 51,786 \times 1,6) - 57,43 \times 9,5}{60 \times 1,25 + 27,17 \times 2,6 + 51,786 \times 1,6 + 57,43} = 16,65 \text{ cm} \quad (5.27)$$

$$I_x = 129233 + (60 \times 1,25 + 27,17 \times 2,6 + 51,786 \times 1,6) \times (24,12 - 16,65)^2 + 57,43 \times (9,5 + 16,65)^2 = 179737 \text{ cm}^4 \quad (5.28)$$

Calcula-se então o momento crítico, conforme as equações a seguir:

$$\kappa_{g,0,t} = 0,31 + 0,69 \times 0,05^{\frac{\bar{y}}{h_0}} = 0,31 + 0,69 \times 0,05^{\frac{7,47}{60}} = 0,785 \quad (5.29)$$

$$\kappa_{g,t} = \frac{I_x}{I_{ax}} \kappa_{g,0,t} = \frac{179737}{129233} \times 0,785 = 1,092 \quad (5.30)$$

$$k_{2,t} = \frac{k_{E,w,t} E_a t_w^3}{4(1-\nu^2)h_0} = \frac{0,28 \times 20000 \times 1,25^3}{4(1-0,09) \times 60} = 50,08 \text{ kN} \quad (5.31)$$

$$r_{E,alma,t} = \frac{k_{E,w,t}}{\frac{2k_{E,2,t} + k_{E,w,t}}{3}} = \frac{0,28}{\frac{2 \times 0,725 + 0,28}{3}} = 0,4855 \quad (5.32)$$

$$k_{r,t} = k_{2,t,mod} = \frac{1}{r_{E,alma,t} + 0,3(1-r_{E,alma,t})} \frac{k_{E,w,t} E_a t_w^3}{4(1-\nu^2)h_0} = 1,56 \times 50,08 = 78,26 \quad (5.33)$$

$$C_{wd,t} = \frac{h_0^2 b_f^3 \left[t_f \left(\frac{k_{E,1,t}}{k_{E,w,t}} \right) \right]}{12} = \frac{60^2 \times 20^3 \times 1,6 \times \left(\frac{0,38}{0,28} \right)}{12} = 5205942,9 \text{ cm}^6 \quad (5.34)$$

$$J_t = \sum b_i t_i^3 \left(\frac{k_{E,i,t}}{k_{E,w,t}} \right) = \frac{20 \times 1,6^3}{3} \left(\frac{0,725}{0,28} + \frac{0,38}{0,28} \right) + \frac{60 \times 1,25^3}{3} = 146,83 \text{ cm}^4 \quad (5.35)$$

$$\eta_{b,t} = \sqrt{\frac{k_{r,t} L^4}{k_{E,w,t} E_a C_{w,d,t}}} = \sqrt{\frac{78,26 \times 500^4}{0,28 \times 20000 \times 5205942,9}} = 12,94 \quad (5.36)$$

$$n_{id,t} = \frac{\sqrt{\eta_{b,t}}}{\pi} = 1,145 \rightarrow n_{,t} = 1 \quad (5.37)$$

$$M_{cr,t} = \frac{\kappa_{gt}}{h_0} \left\{ k_{E,w,t} G_{aJ,t} + \frac{k_{E,w,t} E_a C_{wd,t}}{L^2} \left[(n\pi)^2 + \left(\frac{\eta_{b,t}}{n\pi} \right)^2 \right] \right\} = \frac{1,092}{60} \left\{ 0,28 \times 7700 \times 146,83 + \frac{0,28 \times 20000 \times 5205942,86}{500^2} \left[(1 \times \pi)^2 + \left(\frac{12,94}{1 \times \pi} \right)^2 \right] \right\} = 62715 \text{ kNcm} \quad (5.38)$$

Em seguida, calcula-se o momento de plastificação da seção transversal segundo as equações seguintes:

$$F_{1,t} = b_f t_f k_{y,1,t} f_y = 20 \times 1,6 \times 0,544 \times 34,5 = 600,576 \text{ kN} \quad (5.39)$$

$$F_{2,t} = b_f t_f k_{y,2,t} f_y = 20 \times 1,6 \times 1 \times 34,5 = 1104 \text{ kN} \quad (5.40)$$

$$F_{w,t} = h_0 \times t_w \times k_{y,w,t} \times f_y = 60 \times 1,25 \times 0,43 \times 34,5 = 1112,6 \text{ kN} \quad (5.41)$$

$$F_{s,t} = A_s f_{ys} k_{y,s,t} = 16,08 \times 50 \times 1,0 = 804 \text{ kN} \quad (5.42)$$

Dessas equações, conclui-se que a linha neutra plástica se localiza na mesa superior do perfil de aço. Desta forma, calcula-se o momento de plastificação no instante t conforme segue:

$$M_{fi,t,Rk}^- = M_{pl,t} = 600,58 \times 60 + 1112,6 \times 30 + 804 \times 9,5 = 77050,8 \text{ kNcm} \quad (5.43)$$

Calculam-se então o índice de esbeltez reduzida e o fator de redução devido à instabilidade conforme as equações seguintes.

$$\lambda_{dist,fi,t} = \sqrt{\frac{M_{fi,t,Rk}^-}{M_{cr,t}}} = \sqrt{\frac{77050,8}{62715}} = 1,11 \quad (5.44)$$

$$\alpha = 0,022 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}} = 0,022 \times \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 0,53 \quad (5.45)$$

$$\phi_{dist,fi,t} = \frac{1}{2} [1 + \alpha \lambda_{dist,fi,t} + \lambda_{dist,fi,t}^2] = 0,5 \times [1 + 0,53 \times 1,11 + 1,11^2] = 1,41 \quad (5.46)$$

$$\chi_{dist,fi,t} = \frac{1}{\phi_{dist,fi,t} + \sqrt{[\phi_{dist,fi,t}^2 - \lambda_{dist,fi,t}^2]}} = \frac{1}{1,41 + \sqrt{1,41^2 - 1,11^2}} = 0,439 \quad (5.47)$$

Finalmente, o momento resistente característico da viga mista pode ser determinado pela equação seguinte:

$$M_{fi,dist,t,Rk} = \chi_{dist,fi,t} M_{fi,t,Rk} = 0,439 \times 77050,8 = 33802 \text{ kNcm} = 338 \text{ kNm} \quad (5.48)$$

Cumpra observar que a simulação do modelo completo dessa viga levou a um momento resistente de 470 kN.m, ou seja, a formulação provoca um desvio de aproximadamente 28% do momento resistente do resultado numérico para esta viga. Considerando-se que na formulação são realizadas diversas simplificações a favor da segurança não observadas na simulação numérica, tem-se uma previsão razoável da capacidade resistente dessas vigas mistas pela formulação proposta. O modelo simplificado de elementos finitos utilizando os mesmos parâmetros deste exemplo de cálculo foi processado e indicou um momento crítico elástico de 866 kN.m, o que indica que o momento crítico calculado pela Equação (5.38) é 26% maior que o numérico. O momento resistente nesse modelo numérico simplificado foi de 417 kN.m, valor que apresenta 18% de desvio do momento resistente quando utilizado o procedimento proposto.

Caso o valor de momento crítico utilizado no procedimento de cálculo fosse de 866 kN.m (valor numérico) em vez de 627 kN.m (valor calculado), o momento resistente característico obtido seria de 399,7 kN.m, valor somente 4% distante da simulação numérica com modelo simplificado e 15% distante da simulação numérica com o modelo completo, indicando a consistência do procedimento de cálculo.

5.7 Sobre a Variação ao Longo do Tempo do Momento Resistente à FLD em Situação de Incêndio

A simulação dos modelos completos permite a determinação ao longo do tempo da temperatura em cada componente do perfil (θ_1 , θ_2 e θ_w). De posse dessas temperaturas, é possível realizar a determinação do momento resistente da viga mista à FLD para o campo de temperaturas obtido para cada instante. Tal determinação foi realizada para o modelo M1 em intervalos de 15 segundos, e os valores de momentos crítico, resistente da seção transversal (no caso de M1, mais precisamente, o momento de plastificação) e resistente da viga mista para cada instante são apresentados na Figura 5-13.

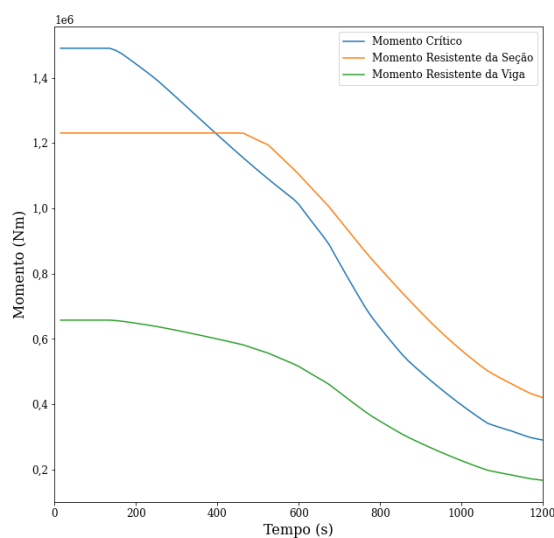


Figura 5-13 - Valores dos momentos críticos, resistente da seção e resistente da viga para o Modelo M1 ao longo do tempo.

Também é interessante repetir a curva apresentada, na forma de um fator de redução ao longo do tempo, dado pela razão entre o momento no instante t e o momento no tempo inicial (em temperatura ambiente). Tal gráfico é ilustrado na Figura 5-14. Desse gráfico, observa-se que o momento resistente da viga cai a 50% da capacidade resistente em temperatura ambiente para um tempo de aproximadamente 800 segundos, tempo próximo do colapso observado para o modelo M1, que possuía carregamento mecânico aplicado igual a 50% do momento resistente em temperatura ambiente.

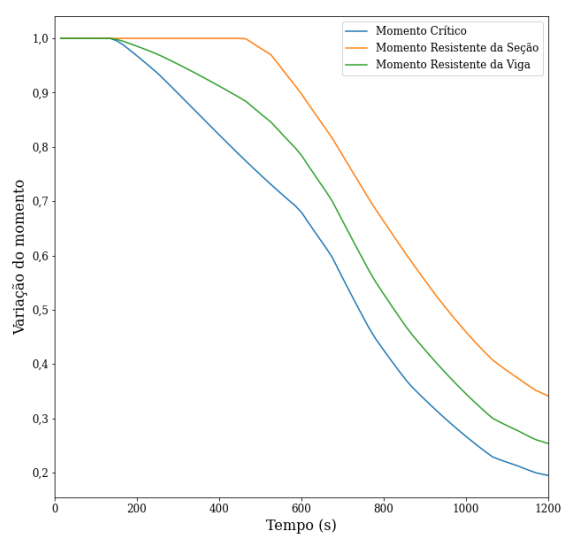


Figura 5-14 - Variação dos valores de momento crítico e resistente ao longo do tempo para o modelo M1.

Apresentam-se também gráficos similares, representando-se no eixo das abscissas a temperatura da alma em vez do tempo na Figura 5-15. É interessante observar que para aproximadamente 600 °C na temperatura da alma, o momento resistente da viga é de aproximadamente 50% de seu valor em temperatura ambiente. Esse valor é similar ao que se toma como temperatura crítica para vigas em situação de incêndio.

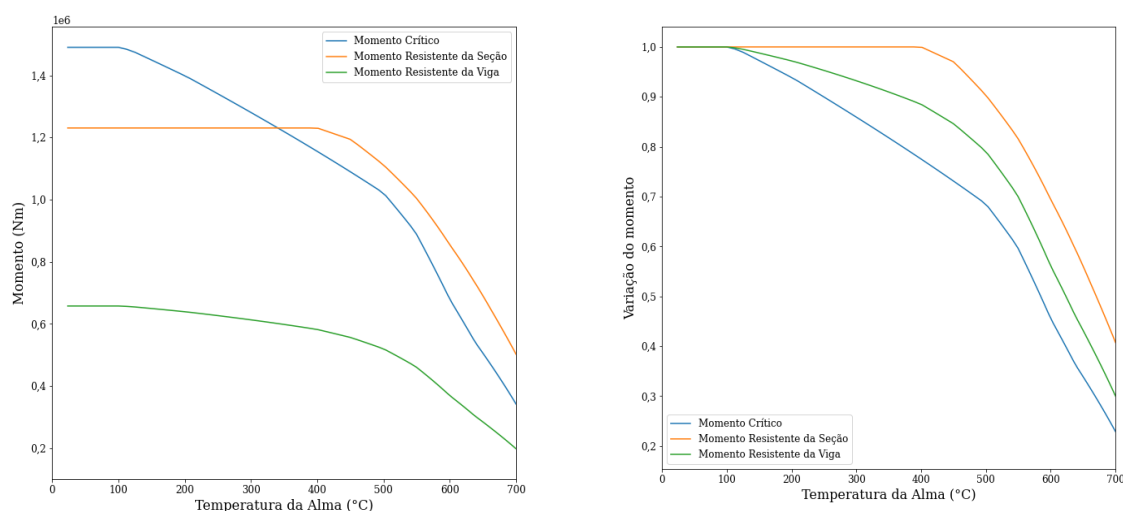


Figura 5-15 - Variação do momento resistente com a variação da temperatura da alma do perfil.

Finalmente, apresenta-se a variação do parâmetro λ_{dist} ao longo do tempo de análise na Figura 5-16.

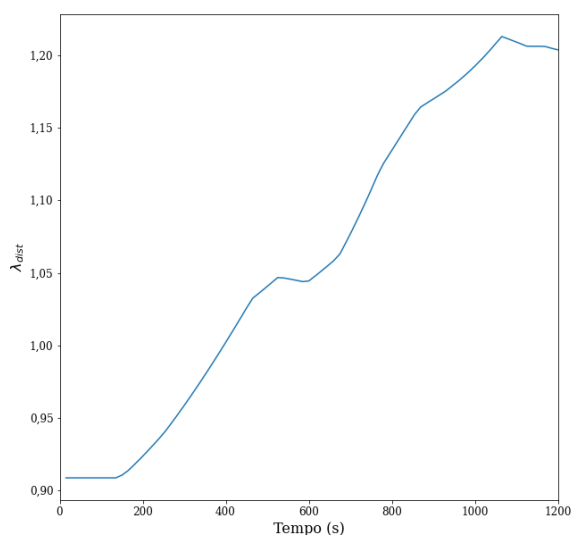


Figura 5-16 - Variação do índice de esbeltez reduzida ao longo do tempo.

Como já havia sido comentado, com o aumento do tempo, o índice de esbeltez cresce, tornando a redução da capacidade resistente devido à flambagem lateral com distorção mais relevante.

6

CONCLUSÕES

6.1 Sobre o Trabalho Realizado

Vigas mistas contínuas são apontadas na literatura como elementos estruturais de uso vantajoso em situação de incêndio. Apesar dessa indicação favorável, até o momento não foram publicados na literatura resultados experimentais ou numéricos que abranjam o fenômeno da flambagem lateral com distorção dessas vigas em situação de incêndio. Tal fenômeno é responsável por uma redução expressiva da capacidade resistente das vigas mistas sujeitas a momento negativo quando submetidas à situação de incêndio devido à degradação expressiva das propriedades mecânicas do aço (especialmente, da alma do perfil).

O presente trabalho buscou preencher esta lacuna na literatura. Para tanto, inicialmente, propôs-se uma bateria de quatro ensaios experimentais em vigas mistas em escala natural passíveis de sofrer FLD, conforme descrito no Capítulo 3. Os ensaios foram conduzidos nas dependências da Academia do Corpo de Bombeiros Militar de Minas Gerais, em um compartimento especialmente construído para esse fim. As vigas mistas foram posicionadas transpassando o compartimento, submetidas a carregamento mecânico externo e então, provocou-se um incêndio no compartimento, que levou as vigas ao colapso. Todas as vigas apresentaram o modo de flambagem lateral com distorção, embora o fenômeno tenha sido acompanhado de flambagem local nos modelos que apresentavam mais armadura (e conseqüentemente, maior altura comprimida da alma). Os ensaios realizados são os primeiros resultados experimentais apresentados na literatura a respeito da FLD em temperatura elevada.

Realizou-se então um estudo numérico, descrito no Capítulo 4, dividido em dois tipos de modelos: simplificados e completos. Os modelos simplificados foram elaborados com o intuito de simular de maneira rápida o fenômeno da FLD e permitir o processamento de diversos casos, bem como de fornecer uma base de comparação para o modelo de cálculo na qual se tivesse

maior compatibilidade com as hipóteses simplificadoras adotadas. Os modelos completos, por outro lado, buscaram refletir da maneira mais fiel possível o comportamento das vigas mistas, incluindo a laje de concreto armado de maneira explícita e tendo o aquecimento da seção transversal definido por meio de uma análise térmica transiente com base na curva de incêndio-padrão da ISO 834. Esses modelos foram validados com base nos resultados experimentais obtidos neste trabalho, bem como com quatro ensaios experimentais em temperatura ambiente realizados por Tong *et al.* (2014). Mostrou-se que os modelos simplificados são capazes de reproduzir adequadamente, pelo menos em temperatura ambiente, os resultados dos modelos completos, apresentando somente uma menor rigidez à flexão, mas levando a aproximadamente o mesmo momento fletor resistente.

Propôs-se então, no Capítulo 5, um procedimento de cálculo do momento resistente de vigas mistas em situação de incêndio, baseado no procedimento para temperatura ambiente, com as considerações adequadas. Esse procedimento foi aplicado às situações dos modelos numéricos simulados (tanto completos quanto simplificados), apresentando boa concordância em relação aos momentos resistentes obtidos numericamente. Quando o procedimento proposto foi aplicado aos modelos completos, observou-se que os momentos resistentes calculados foram conservadores com relação aos numéricos, o que já era esperado, posto que simplificações conservadoras são impostas para o desenvolvimento do modelo de cálculo. De maneira geral, os desvios observados do procedimento normativo são similares aos obtidos por Oliveira (2018) para a mesma verificação em temperatura ambiente. Constatou-se também que as formulações atuais de dimensionamento de estruturas em incêndio não são adequadas para a verificação da flambagem local em vigas mistas sujeitas a momento negativo, fato já reportado por Zhao e Kruppa (1997).

Ressalta-se que a verificação do procedimento de cálculo apresentado foi realizada somente para índice de esbeltez entre 0,5 e 1,5 e para vigas isostáticas, nas quais não se tem esforços adicionais ocasionados pelos gradientes de temperatura ou necessidade de redistribuição dos momentos solicitantes. Estudou-se somente aço dos perfis com resistência ao escoamento nominal em temperatura ambiente de 345 MPa, parâmetro que pode afetar a resposta estrutural no que tange à instabilidade. Além disso, é importante frisar que foram estudadas, principalmente, vigas mistas sujeitas a momento negativo uniforme, situação pouco usual na prática, mas que pode ser adotada conservadoramente para um procedimento de

dimensionamento. Quatro modelos sujeitos a diagrama de momento fletor não uniforme também foram avaliados e apresentaram valores de momento resistente numérico inferiores aos respectivos valores obtidos segundo o procedimento proposto. Tal fato é esperado, visto que a metodologia de determinação do momento crítico produz resultados conservadores para essa grandeza.

6.2 Sugestões para Estudos Futuros

Uma vez que se constatou uma inadequabilidade dos procedimentos normativos para verificação da flambagem local em vigas mistas em situação de incêndio, considera-se que é importante que tal fenômeno venha a ser estudado.

Além disso, considera-se também que é extremamente importante que seja estudado o processo de flambagem lateral com distorção em vigas mistas contínuas completas. Nesse caso, surgem problemas quanto aos esforços solicitantes adicionais devidos à variação de temperatura, que aumentam o momento negativo atuante e torna-se importante avaliar a redistribuição de esforços nessas vigas. Com a ocorrência da flambagem lateral com distorção, a seção sofre perda de capacidade de rotação, de maneira que pode ser reduzida a quantidade de redistribuição de momento possível.

Também são importantes estudos futuros quanto à influência da compartimentação nas vigas mistas contínuas completas, posto que é bastante plausível que somente um de seus tramos seja submetido ao aquecimento. Além disso, uma vez que a viga só foi avaliada quando exposta ao incêndio-padrão, é interessante que seja avaliada quando submetida a outras curvas de incêndio, ou quando dotadas de proteção, situações em que se tem um aquecimento diferente ao longo da seção transversal, o que pode alterar a resposta da viga.

Finalmente, considera-se válido um estudo a respeito da interação entre a força cortante e o momento fletor negativo nas vigas mistas contínuas em incêndio, comportamento que não foi avaliado neste trabalho, embora saiba-se da literatura que tal interação provoca uma redução da capacidade resistente da viga.

7

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS – ASTM. *ASTM E8 / E8M – 21. Standard Test Methods for Tension Testing of Metallic Materials*. Pennsylvania, Estados Unidos, 2021.

ANSYS INC. *Release 2019 R3 – Documentation for ANSYS*. Canonsburg, Estados Unidos, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. *NBR 5739. Concreto - Ensaaios de Compressão de Corpos-de-Prova Cilíndricos*. Rio de Janeiro, Brasil, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. *NBR 8522. Concreto - Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação à compressão*. Rio de Janeiro, Brasil, 2017.

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. *NBR 14323. Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio*. Rio de Janeiro, 2013.

BAILEY, C. G. *Membrane Action of Slab/Beam Composite Floor Systems in Fire*. *Engineering Structures*, v. 26, p. 1691-1703, 2004.

BAILEY, C. G.; BURGESS, I. W.; PLANK, R. J. *The Lateral-torsional Buckling of Unrestrained Steel Beams in Fire*. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 36, n. 2, p. 101-119, 1996.

BRADFORD, M. A.; KEMP, A. R. *Buckling in Continuous Composite Beams*. *Progress in Structural Engineering and Materials*, v. 2, p. 169-178, 2000.

CALENZANI, A. F. G. *Proposição de Procedimento para a Determinação da Rigidez Rotacional de Vigas Mistas Contínuas e Semicontínuas com Perfis de Alma Senoidal*. 2008. Tese de Doutorado – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

CALENZANI, A. F., FAKURY, R. H., DE PAULA, F. A., RODRIGUES, F. C., QUEIROZ, G., & PIMENTA, R. J. *Rotational Stiffness of Continuous Composite Beams with Sinusoidal-Web Profiles for Lateral-Torsional Buckling*. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 79, p. 22-33, 2012.

CAMARGO, A. L. *Pilares Mistos de Aço e Concreto com Duplo Tubo – Arquitetura e Construção na Segurança ao Fogo*. 2019. Tese de Doutorado – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

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.; 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 Continuous Composite Beams with Transverse Web Stiffeners*. Advances in Structural Engineering, 15, pp. 1619-1628, 2012.

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

COUCHMAN, G.; LEBET, J. -P. *A New Design Method for Continuous Composite Beams*, Structural Engineering International, v. 6, n. 2, p. 96-101, 1996.

COUTO, C.; VILA REAL, P.; LOPES, N.; ZHAO, B. *Numerical Investigation of the Lateral-Torsional Buckling of Beams with Slender Cross Sections for the Case of Fire*. Engineering Structures, v. 106, p. 410-412, 2016.

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.

DIETRICH, M. Z.; CALENZANI, A. F. G.; FAKURY, R. H. *Analysis of Rotational Stiffness of Steel-Concrete Composite Beams for Lateral-Torsional Buckling*. Engineering Structures, v. 198, pp. 109554, 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, 2005

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION - EN 1993-1-1:2004. *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 – structural 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 1994-1-2:2005. *Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-2: general rules – structural fire design*. Brussels, 2005.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION - ENV 1994-1-1:1991. *Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: general rules and rules for buildings*. Brussels, 1991.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION - prEN 1993-1-1:2019. *Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-1: general rules and rules for buildings*. Brussels, 2019

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.

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

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.

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

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

HOLMAN, J. P. *Heat Transfer*. 10ª ed. Nova York, Estados Unidos: The McGraw-Hill Companies Inc., 2010.

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

JOHNSON, R. P. *Composite Structures of Steel and Concrete - Beams, Slabs, Columns, and Frames for Buildings*. 3ª 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.

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

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

KODUR, V.; DWAIKAT, M.; FIKE, R. *High-Temperature Properties of Steel for Fire Resistance Modelling of Structures*. Journal of Materials in Civil Engineering - ASCE, v. 22, n. 5, p. 424-434, 2010.

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, pp. 107-122, 2017.

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.

NERY, L. S.; DIAS, J. V. F.; CALDAS, R. B.; FAKURY, R. H. *Elastic Critical Moment of Lateral-Distortional Buckling of Steel-Concrete Composite Beams under Non-Uniform Hogging Moment*. International Congress on Structural Integrity and Maintenance, 2021, Belo Horizonte. Proceedings of the 2021 International Congress on Structural Integrity and Maintenance (SIM2021), 2021.

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 – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Brasil, 2018.

OLIVEIRA, J. P.; CALENZANI, A. F.; FAKURY, R. H.; & FERREIRA, W. G. *Elastic Critical Moment of Continuous Composite Beams with a Sinusoidal-Web Steel Profile for Lateral Torsional Buckling*. Engineering Structures, v. 113, 2016.

RIBEIRO, J. C. L. *Simulação via Método dos Elementos Finitos da Distribuição Tridimensional de Temperatura em Estruturas em Situação de Incêndio*. Dissertação de Mestrado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Brasil, 2004.

RIBEIRO, J. C. L. *Desenvolvimento e Aplicação de um Sistema Computacional para Simulação via Método dos Elementos Finitos do Comportamento de Estruturas de Aço e Mistas em Situação de Incêndio*. Tese de Doutorado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Brasil, 2009.

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

ROMAGNOLI, L. C.; SILVA, V. P. *Sobre o Aproveitamento da Semicontinuidade para Eliminar o Revestimento Contra Fogo em Vigas Mistas de Aço e Concreto Biapoiadas*. Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, v. 11, n. 7, 2018.

ROSSI, A.; NICOLETTI, R. S.; SOUZA, A. S. C.; MARTINS, C. H. *Numerical Assessment of Lateral Distortional Buckling in Steel-Concrete Composite Beams*. Journal of Constructional Steel Research, v. 172, pp. 106192, 2020.

ROSSI, A.; NICOLETTI, R. S.; SOUZA, A. S. C.; MARTINS, C. H. *Lateral-Distortional Buckling in Steel-Concrete Composite Beams: A Review*. Structures, v. 27, pp. 1299-1312, 2020.

ROSSI, A.; NICOLETTI, R. S.; SOUZA, A. S. C.; MARTINS, C. H. *The influence of structural and geometric imperfections on the LDB strength of steel-concrete composite beams*. Thin-Walled Structures, v. 162, pp. 107542, 2021.

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.

TITOUM, M.; TEHAMI, M.; ACHOUR, B. *Effects of Partial Shear Connection on the Behavior of Semi-Continuous Composite Beams*. International Journal of Steel Structures, v. 9, n. 4, p. 301-313, 2009

TOHIDI, S.; SHARIFI, Y. *Neural Networks for Inelastic Distortional Buckling Capacity Assessment of Steel I-beams*. Thin-Walled Structures, v. 94, p. 359-371, 2015.

TOHIDI, S.; SHARIFI, Y. *A New Predictive Model for Restrained Distortional Buckling Strength of Half-through Bridge Girders using Artificial Neural Network*. KSCE Journal of Civil Engineering, p. 1392-1403, 2016.

TONG, L.; LIU, Y.; SUN, B. *Experimental Investigation on Mechanical Behavior of Steel-Concrete Composite Beams under Negative Bending*. Journal of Building Structures, v. 35 p. 1-9, 2014 (em mandarim).

UY, B.; LOH, H. Y.; BRADFORD, M. A. *The Effects of Partial Shear Connection in Hogging Moment Regions of Composite Beams and Joints*. Composite Construction in Steel and Concrete V, Kruger National Park, África do Sul, 2004.

VILA REAL, P. M. M.; LOPES, N.; SIMÕES DA SILVA, L.; FRANSSEN, J. -M. *Lateral-torsional buckling of unrestrained steel beams under fire conditions: improvement of EC3 proposal*. Computers and Structures, v. 84, p. 1737-1744, 2004.

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

YE, J.-H.; CHEN, W. *Elastic Restrained Distortional Buckling of Steel-Concrete Beams Based on Elastically Supported Column Method*. International Journal of Structural Stability and Dynamics, v. 13. 2013.

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, 2016a.

ZHOU, W.-B., LI, S.-J.; YAN, W.-J. *Practical Formulas Towards Distortional Buckling Failure Analysis for Steel-Concrete Composite Beams*. The Structural Design of Tall and Special Buildings, v. 25, pp. 1055-1072, 2016b.

ZHOU, W.-B., YAN, W.-J. *Refined nonlinear finite element modelling towards ultimate bending moment calculation for concrete composite beams under negative moment*. Thin-Walled Structures, v. 116, pp. 201-211, 2017.

APÊNDICE A

**DESENHOS DE FABRICAÇÃO DOS PROTÓTIPOS
EXPERIMENTAIS**

ANEXO A

CARTA-TRAÇO DO CONCRETO UTILIZADO

Contrato : 44294 - X

Cliente : JOAO VICTOR FRAGOSO DIAS

Obra : AVENIDA PRESIDENTE ANTONIO CARLOS SN CAMPUS UFMG BELO HORIZONTE

Características do Concreto

Resistência Caract. (FCK) :	30.00 Mpa	Consistência "Slump Test" :	10+/-2 cm
Média de Dosagem :	7 Dias	Diâmetro Máximo do Agregado :	19.00 mm
Módulo de elasticidade:		Relação água/cimento:	0.589 lt/kg
Módulo de Resistência à Tração na Flexão (MRTF):		Tipo de Lançamento :	Bombeável
Descrição do Serviço:	051020.CE.30,0FCK.B.B0.B1.CA.CPV ARI PARE.7D.10+-2		

Agregados Utilizados

Insumos		Modulo de Finura	Densidade Real
AGREGADO MIÚDO	AREIA NATURAL RIO MEDIA	0.000	2.632 Kg/dm3
AGREGADO MIÚDO	AREIA ARTIFICIAL CALCARIO MEDIA	2.590	2.688 Kg/dm3
AGREGADO GRAÚDO	BRITA CALCARIO 0	5.930	2.688 Kg/dm3
AGREGADO GRAÚDO	BRITA CALCARIO 1	6.556	2.741 Kg/dm3

Traço Unitário em Peso

Traço em Peso : 1:1,953:0,835:0,478:2,715:0,626

Consumo de Materiais por Metro Cúbico de Concreto

Insumos		Peso/m ³	Coef. Volumétrico
CIMENTO	CPV ARI PAREDE DE CONCRETO	336.00 kg	
AGREGADO MIÚDO	AREIA NATURAL RIO MEDIA	617 kg	0.466 m3
AGREGADO MIÚDO	AREIA ARTIFICIAL CALCARIO MEDIA	264 kg	0.170 m3
AGREGADO GRAÚDO	BRITA CALCARIO 0	151 kg	0.108 m3
AGREGADO GRAÚDO	BRITA CALCARIO 1	858 kg	0.598 m3
ADITIVO	MIRASET 278 GRACE POLIFUNCIONAL	3.145 kg	2.688 lt
ADITIVO	RECOVER GRACE ESTABILIZADOR DE HIDRAT	0.376 kg	0.336 lt
AGUA		198.00 lt	

Observações

Paloma Gomes

PAMPULHA