

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE LIGAÇÕES MISTAS VIGA-
PILAR E VIGA-VIGA, EM TEMPERATURA AMBIENTE E EM
SITUAÇÃO DE INCÊNDIO, E SEUS EFEITOS NO COMPORTAMENTO
DA ESTRUTURA**

Renato Silva Nicoletti

São Carlos
2023

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE LIGAÇÕES MISTAS VIGA-
PILAR E VIGA-VIGA, EM TEMPERATURA AMBIENTE E EM
SITUAÇÃO DE INCÊNDIO, E SEUS EFEITOS NO COMPORTAMENTO
DA ESTRUTURA**

Renato Silva Nicoletti

Tese apresentada à Universidade Federal de São Carlos, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, na área de concentração Estruturas, para obtenção do título de Doutor.

Área de Concentração: Estruturas e Geotecnia

Orientador: Prof. Dr. Alex Sander Clemente de Souza

Coorientador: Prof. Dr. Saulo José de Castro Almeida

São Carlos
2023

Nicoletti, Renato Silva

Avaliação do comportamento de ligações mistas viga-pilar e viga-viga, em temperatura ambiente e em situação de incêndio, e seus efeitos no comportamento da estrutura / Renato Silva Nicoletti -- 2023. 297f.

Tese de Doutorado - Universidade Federal de São Carlos, campus São Carlos, São Carlos
Orientador (a): Alex Sander Clemente de Souza
Banca Examinadora: Tiago Ancelmo de Carvalho Pires de Oliveira, Carlos Humberto Martins, Gerson Moacyr Sisniegas Alva, Luís Miguel dos Santos Laím
Bibliografia

1. Ligações mistas de aço e concreto. 2. Incêndio. 3. Análises numéricas. I. Nicoletti, Renato Silva. II. Título.

Ficha catalográfica desenvolvida pela Secretaria Geral de Informática (SIn)

DADOS FORNECIDOS PELO AUTOR

Bibliotecário responsável: Ronildo Santos Prado - CRB/8 7325



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Folha de Aprovação

Defesa de Tese de Doutorado do candidato Renato Silva Nicoletti, realizada em 04/08/2023.

Comissão Julgadora:

Prof. Dr. Alex Sander Clemente de Souza (UFSCar)

Prof. Dr. Tiago Ancelmo de Carvalho Pires de Oliveira (UFPE)

Prof. Dr. Carlos Humberto Martins (UFSCar)

Prof. Dr. Gerson Moacyr Sisniegas Alva (UFU)

Prof. Dr. Luís Miguel dos Santos Laím (UC)

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

O Relatório de Defesa assinado pelos membros da Comissão Julgadora encontra-se arquivado junto ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

DEDICATÓRIA

Aos meus queridos pais, Antonio e Nilza, e meus avós, Silvio, Marta, João e Ivone, que abraçaram meus sonhos e acreditaram no meu potencial. À Karen, grande amor e amiga, por me acompanhar nessa caminhada e ser um estímulo constante de evolução e dedicação.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço a Deus pelo dom da vida e por todas as graças que foram dadas a mim.

Aos meus pais, Antonio e Nilza, aos meus avós paternos, Silvio (*in memoriam*) e Marta, e aos meus avós maternos, João (*in memoriam*) e Ivone, que sempre me apoiaram e lutaram dia após dia para ver esse sonho realizado. Ao meu irmão caçula, Lucas, que não me deixou desistir de ver a magia do cotidiano.

À UFSCar, seus alunos, professores, técnicos e demais funcionários. Sou grato por ser parte dessa família e por todo o ensinamento de uma das melhores universidades do país.

Ao meu orientador, Alex, a quem tenho como exemplo para meu crescimento profissional. Obrigado por ter confiado em meu trabalho desde a graduação e por ter me mostrado a importância do conhecimento científico, apresentando a Engenharia Civil por uma outra visão muito mais desafiadora.

Ao meu coorientador, Saulo, pela orientação, confiança e por todas as sugestões e contribuições.

À Karen, companheira e amiga, por estar sempre ao meu lado e por me mostrar que a vida é muito mais que obrigações e trabalho.

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

Por fim, a todos que de alguma forma contribuíram para o meu desenvolvimento e para o desenvolvimento deste trabalho.

*– Quem estará nas trincheiras ao teu lado?
– E isso importa?
– Mais do que a própria guerra.”*

Ernest Hemingway

RESUMO

NICOLETTI, R. S. **Avaliação do comportamento de ligações mistas viga-pilar e viga-viga, em temperatura ambiente e em situação de incêndio, e seus efeitos no comportamento da estrutura.** 2023. 297. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de São Carlos. São Carlos, 2023.

As ligações mistas de aço e concreto são aquelas em que a transferência de esforços entre os elementos estruturais, bem como a rigidez e a resistência são garantidas, simultaneamente, por componentes e elementos em aço e em concreto. Em temperatura ambiente, o comportamento de ligações mistas de aço e concreto é bem conhecido. Porém, o comportamento das ligações em situação de incêndio e seus efeitos na estrutura ainda precisam ser investigados com mais profundidade. O presente trabalho avaliou, por meio de análises numéricas, o comportamento de ligações viga-viga e viga-pilar, mistas de aço e concreto, em temperatura ambiente e em situação de incêndio bem como seus efeitos no comportamento da estrutura. Inicialmente, conduziu-se uma análise bibliométrica e posterior revisão sistemática da literatura acerca dos trabalhos envolvendo ligações mistas de aço e concreto em situação de incêndio, a fim de identificar as principais lacunas do conhecimento da área. Na sequência, foram construídos e validados modelos numéricos de ligações metálicas e mistas de aço e concreto, em temperatura ambiente e em situação de incêndio. Em seguida, fez-se uma análise paramétrica, na qual foram simulados 663 modelos numéricos de ligações mistas em temperatura ambiente e em situação de incêndio. As variáveis estudadas foram o tipo de ligação, os perfis de vigas e pilares, a taxa de armadura negativa da ligação mista, o grau de interação aço-concreto entre a viga mista e a laje, o tipo de laje, o sentido do momento fletor na ligação, a resistência do aço e a resistência do concreto. Todas as variáveis paramétricas influenciaram no comportamento das ligações. Para todos os tipos de ligações, observou-se, em situação de incêndio, mecanismos de falha diferentes dos verificados em temperatura ambiente. Para as ligações mistas viga-pilar, foram desenvolvidas equações práticas para calcular o momento resistente e a rigidez inicial em temperatura ambiente, bem como a rigidez mínima durante um incêndio e a variação acumulada da rotação. Em seguida, a fim de avaliar a influência das ligações no comportamento de estruturas em situação de incêndio, foram construídos 8 modelos de edifícios. Em tais análises, observou-se significativa influência do número de pavimentos e da posição do incêndio no comportamento do edifício. Além disso, o tempo de resistência ao fogo dos edifícios foi superior ao dos modelos de ligações isoladas, o que corrobora a importância de considerar o comportamento global das estruturas, com as devidas interações entre elementos, no projeto em situação de incêndio.

Palavras-chave: estruturas mistas de aço e concreto; ligações mistas; incêndio; análises numéricas; dimensionamento.

ABSTRACT

NICOLETTI, R. S. **Evaluation of the behavior of composite beam-column and beam-beam connections, at ambient temperature and in a fire situation, and its effects on the structure behavior.** 2023. 29. Thesis (PhD in Civil Engineering) - Universidade Federal de São Carlos. São Carlos, 2023.

Steel-concrete composite connections are those in which the transfer of forces between structural elements, as well as stiffness and strength, are simultaneously ensured by steel and concrete components and elements. At room temperature, the behavior of steel-concrete composite connections is well known. However, the behavior of these connections in fire situations and their effects on the structure still need to be further investigated. This study investigated, through numerical analyses, the behavior of beam-beam and beam-column composite connections in steel and concrete, both at room temperature and in fire situations, as well as their effects on the overall structural behavior. Initially, a bibliometric analysis and subsequent systematic review of the literature regarding studies involving steel-concrete composite connections in fire situations were conducted to identify the main knowledge gaps in the field. Subsequently, numerical models of steel and steel-concrete composite connections were constructed and validated under both room temperature and fire conditions. Subsequently, a parametric analysis was conducted, simulating 663 numerical models of composite connections under both ambient temperature and fire conditions. The variables under study encompassed connection type, beam and column profiles, negative reinforcement ratio of the composite connection, degree of steel-concrete interaction between the composite beam and slab, slab type, direction of moment curvature at the connection, steel strength, and concrete strength. All parametric variables exerted influence on connection behavior. Fire conditions revealed distinct failure mechanisms compared to those observed under ambient temperature for all connection types. Practical equations were formulated for calculating moment resistance and initial stiffness at ambient temperature, as well as minimum stiffness during a fire and cumulative rotation variation, specifically for beam-column composite connections. Subsequently, to evaluate the impact of connections on the fire behavior of structures, 8 building models were constructed. In these analyses, significant influence of the number of stories and fire location on building behavior was observed. Moreover, the fire resistance duration of the buildings exceeded that of isolated connection models, reinforcing the importance of considering the global behavior of structures, along with proper interactions among elements, in fire situation design.

Keywords: steel-concrete composite structures; composite connections; fire situation; numerical analyses; design.

Figura 1: Ligação mista com chapa de extremidade de altura total.....	22
Figura 2: Ligação mista com cantoneiras parafusadas na alma e na mesa inferior da viga.	22
Figura 3: Ligação mista com cantoneira parafusada na mesa inferior da viga apoiada.	23
Figura 4: Organograma das etapas da metodologia.	27
Figura 5: Curva M- Φ de caracterização de ligações segundo o AISC (2005).....	31
Figura 6: Classificação de ligações pelo critério de rigidez segundo o EN 1993-1-8 (CEN, 2005b).....	33
Figura 7: Comportamento típico da curva M- Φ de ligações mistas.	36
Figura 8: Curva M- Φ idealizada pelo EN 1993-1-8 (CEN, 2005b).	37
Figura 9: Variações das forças internas e deformações de uma viga com restrições axiais e rotacionais durante um incêndio.....	41
Figura 10: Etapas do comportamento de uma ligação mista em situação de incêndio e os respectivos esforços na ligação a serem quantificados e verificados.	42
Figura 11: Ligação viga-pilar, mista de aço e concreto, com chapa de extremidade não estendida.	50
Figura 12: Principais forças internas em uma ligação com chapa de extremidade sob carregamento simétrico.....	51
Figura 13: Ligação viga-pilar, mista de aço e concreto, com dupla cantoneira de alma.	53
Figura 14: Transferência de esforços entre os elementos da ligação mista.	54
Figura 15: Formação de charneiras plásticas nas cantoneiras da alma.	55
Figura 16: Ligação viga-viga, mista de aço e concreto, com chapa de alma e de assento... ..	56
Figura 17: Fluxograma do protocolo de busca.	59
Figura 18: Produção acumulada e anual dos artigos sobre ligações mistas de aço e concreto em situação de incêndio.....	60
Figura 19: Distribuição dos países dos autores dos artigos sobre ligações mistas de aço e concreto em situação de incêndio.	61
Figura 20: Nuvem de palavras considerando as palavras-chaves mais frequentes.	63
Figura 21: Correlações entre as palavras-chaves mais frequentes.	64
Figura 22: Tetraedro da reação química do fogo.	106
Figura 23: Esquema da propagação de calor por (a) condução; (b) convecção; e (c) radiação.	107
Figura 24: Curva real de incêndio.	108
Figura 25: Comparação entre as curvas de incêndio real e natural.....	109
Figura 26: Curvas de incêndio padronizadas da ISO 834 (1999) e a da ASTM E113 (2000).	110
Figura 27: Fatores de redução das resistências à compressão e à tração do concreto em função da temperatura.	113
Figura 28: Fatores de redução do módulo de elasticidade longitudinal do concreto em função da temperatura considerando o agregado calcário.....	114
Figura 29: Expansão do concreto em função da temperatura considerando o agregado calcário.	115
Figura 30: Calor específico do concreto em função da temperatura.	116
Figura 31: Condutividade térmica do concreto em função da temperatura.....	117
Figura 32: Densidade do concreto em função da temperatura.....	118
Figura 33: Fatores de redução da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade longitudinal de barras de aço laminadas à quente.....	119
Figura 34: Expansão das barras de aço em função da temperatura.	120
Figura 35: Calor específico de barras de aço em função da temperatura.	121
Figura 36: Condutividade térmica de barras de aço em função da temperatura.....	122
Figura 37: Fatores de redução da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade longitudinal do aço estrutural dos perfis.	124

Figura 38: Fluxograma dos procedimentos para criação de modelos térmicos.	127
Figura 39: Fluxograma dos procedimentos para criação de modelos termoestruturais.	128
Figura 40: Fluxograma dos procedimentos para criação de modelos estruturais.	129
Figura 41: Modelo constitutivo dos elementos de aço para (a) perfis, (b) armaduras e (c) conectores de cisalhamento e parafusos.	131
Figura 42: Modelo constitutivo de Carreira e Chu (1985, 1986) para o concreto.	132
Figura 43: Consideração do parâmetro de dano (a) à compressão e (b) à tração.	133
Figura 44: Geometria e condições de contorno dos modelos experimentais de Ostrander (1970): (a) Vista longitudinal e (b) detalhe da região da ligação. Medidas em mm.	137
Figura 45: Modelagem numérica do ensaio experimental de Ostrander (1970).	138
Figura 46: Malha de elementos finitos da modelagem do ensaio experimental de Ostrander (1970): (a) visão geral e (b) detalhe da região da ligação.	139
Figura 47: Comparação da curva momento-rotação entre o modelo experimental de Ostrander (1970) e o respectivo modelo numérico.	140
Figura 48: Geometria e condições de contorno do modelo experimental de ligação metálica viga-pilar de Figueiredo (2004): (a) Vista longitudinal e (b) detalhe da região da ligação. Medidas em mm.	141
Figura 49: Modelagem numérica do ensaio experimental de ligação metálica viga-pilar de Figueiredo (2004): (a) visão geral e (b) detalhe da região da ligação.	142
Figura 50: Malha de elementos finitos da modelagem do ensaio experimental de Figueiredo (2004): (a) visão geral e (b) detalhe da região da ligação.	144
Figura 51: Comparação da curva momento-rotação entre o modelo experimental de ligação metálica viga-pilar Figueiredo (2004) e o respectivo modelo numérico.	145
Figura 52: Geometria e condições de contorno do modelo experimental de ligação viga-pilar, mista de aço e concreto, de Figueiredo (2004). Medidas em mm.	146
Figura 53: Modelagem numérica do ensaio experimental de ligação viga-pilar, mista de aço e concreto, de Figueiredo (2004): (a) visão geral e (b) detalhe da região da ligação.	147
Figura 54: Malha de elementos finitos da modelagem do ensaio experimental de ligação viga-pilar, mista de aço e concreto, de Figueiredo (2004): (a) visão geral e (b) detalhe da região da ligação.	148
Figura 55: Comparação da curva momento-rotação entre o modelo experimental de ligação viga-pilar, mista de aço e concreto, de Figueiredo (2004) e o respectivo modelo numérico.	149
Figura 56: Geometria e condições de contorno do modelo experimental de ligação viga-pilar mista de aço e concreto de Haremza, Santiago e Silva (2013).	150
Figura 57: Modelagem numérica do ensaio experimental de ligação viga-pilar mista de aço e concreto de Haremza, Santiago e Silva (2013): (a) visão geral e (b) detalhe da região da ligação.	151
Figura 58: Malha de elementos finitos da modelagem do ensaio experimental de ligação viga-pilar mista de aço e concreto de Haremza, Santiago e Silva (2013): (a) visão geral e (b) detalhe da região da ligação.	153
Figura 59: Comparação da relação entre a força vertical no pilar e o deslocamento vertical na extremidade da viga entre o modelo experimental de ligação viga-pilar mista de aço e concreto de Haremza, Santiago e Silva (2013), em temperatura ambiente, e o respectivo modelo numérico.	154
Figura 60: Etapas do ensaio experimental de Haremza, Santiago e Silva (2013) em situação de incêndio.	156
Figura 61: Comparação da curva momento-rotação entre o modelo experimental de ligação viga-pilar mista de aço e concreto de Haremza, Santiago e Silva (2013), em situação de incêndio, e o respectivo modelo numérico.	157
Figura 62: Organograma da análise paramétrica das ligações mistas de aço e concreto. .	159
Figura 63: Vista lateral de modelos numéricos (a) cruciforme e (b) de pilar de extremidade de uma ligação viga-pilar com dupla cantoneira de alma.	162
Figura 64: Condições de contorno típicas das análises estruturais.	165
Figura 65: Interações do modelo numérico: (a) vista longitudinal e (b) corte transversal. ..	166

Figura 66: Faces expostas ao fogo nos modelos térmicos.....	167
Figura 67: Malha das partes dos modelos simulados.....	168
Figura 68: Dimensões das ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida: (a) vista lateral e (b) vista frontal. Dimensões em milímetros.....	173
Figura 69: Modelo numérico de ligação viga-pilar com chapa de extremidade não estendida: (a) visão geral e (b) detalhe da região da ligação.....	173
Figura 70: Distribuição, por conjunto, da rigidez inicial dos modelos de ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida.....	174
Figura 71: Distribuição, por conjunto, do momento resistente dos modelos de ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida.	175
Figura 72: Distribuição, por conjunto, da rotação máxima dos modelos de ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida.	175
Figura 73: Principais mecanismos de falha observados nos modelos de ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida.....	178
Figura 74: Curva momento-rotação do Modelo 2 do conjunto 1 de ligação mista viga-pilar com chapa de extremidade, em temperatura ambiente.	180
Figura 75: Influência da taxa de armadura negativa no momento resistente e na rigidez das ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida.....	180
Figura 76: Influência do grau de interação aço-concreto no momento resistente e na rigidez das ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida.	181
Figura 77: Influência do tipo de laje no momento resistente e na rigidez das ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida.	182
Figura 78: Influência do sinal do momento na ligação no momento resistente e na rigidez das ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida.....	183
Figura 79: Influência da resistência do aço dos perfis no momento resistente e na rigidez das ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida.....	184
Figura 80: Influência da resistência à compressão do concreto no momento resistente e na rigidez das ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida.....	185
Figura 81: Arquitetura do modelo de RNA.	187
Figura 82: Treinamento de valores preditos de M_{Rd} e S_i da ligação mista viga-pilar com chapa de extremidade não estendida, em temperatura ambiente.....	189
Figura 83: Dimensões das ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma: (a) vista lateral e (b) vista frontal. Dimensões em milímetros.....	191
Figura 84: Modelo numérico de ligação viga-pilar com dupla cantoneira de alma: (a) visão geral e (b) detalhe da região da ligação.	192
Figura 85: Distribuição, por conjunto, da rigidez inicial dos modelos de ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma.	193
Figura 86: Distribuição, por conjunto, do momento resistente dos modelos de ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma.....	193
Figura 87: Distribuição, por conjunto, da rotação máxima dos modelos de ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma.	194
Figura 88: Principais mecanismos de falha observados nos modelos de ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma.	196
Figura 89: Curva momento-rotação do Modelo 2 do conjunto 1 de ligação mista viga-pilar com dupla cantoneira de alma, em temperatura ambiente.....	198
Figura 90: Influência da taxa de armadura negativa no momento resistente e na rigidez das ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma.	198
Figura 91: Influência do grau de interação aço-concreto no momento resistente e na rigidez das ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma.	199
Figura 92: Influência do tipo de laje no momento resistente e na rigidez das ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma.	200
Figura 93: Influência do sinal do momento na ligação no momento resistente e na rigidez das ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma.	201
Figura 94: Influência da resistência do aço dos perfis no momento resistente e na rigidez das ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma.	202

Figura 95: Influência da resistência à compressão do concreto no momento resistente e na rigidez das ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma.	203
Figura 96: Treinamento de valores preditos de M_{Rd} e S_i para a ligação mista viga-pilar com dupla cantoneira de alma, em temperatura ambiente.....	204
Figura 97: Dimensões das ligações viga-viga com chapa de alma e de assento. Dimensões em milímetros.	207
Figura 98: Modelo numérico de ligação viga-viga com chapa de alma e de assento: (a) visão geral e (b) detalhe da região da ligação.	207
Figura 99: Curva momento-rotação do Modelo 2 de ligação mista viga-viga com chapa de alma e de assento, em temperatura ambiente.	209
Figura 100: Principais mecanismos de falha observados nos modelos de ligações mista viga-viga com chapa de alma e de assento, em temperatura ambiente.	210
Figura 101: Influência da taxa de armadura negativa no momento resistente e na rigidez das ligações viga-viga com chapa de alma e de assento.....	211
Figura 102: Influência do grau de interação aço-concreto no momento resistente e na rigidez das ligações viga-viga com chapa de alma e de assento.	212
Figura 103: Influência do tipo de laje no momento resistente e na rigidez das ligações viga-viga com chapa de alma e de assento.	213
Figura 104: Influência do sinal do momento na ligação no momento resistente e na rigidez das ligações viga-viga com chapa de alma e de assento.....	214
Figura 105: Influência da resistência do aço dos perfis no momento resistente e na rigidez das ligações viga-viga com chapa de alma e de assento.....	215
Figura 106: Influência da resistência à compressão do concreto no momento resistente e na rigidez das ligações viga-viga com chapa de alma e de assento.....	216
Figura 107: Comparação, para os tipos de ligação estudados, da curva momento-rotação do modelo 2, em temperatura ambiente.....	218
Figura 108: Distribuição, por conjunto, da rigidez mínima durante o incêndio dos modelos de ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida.....	220
Figura 109: Distribuição, por conjunto de modelos de ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida, do quociente entre as rijezas em temperatura ambiente e em situação de incêndio.	221
Figura 110: Principal mecanismo de falha observado nos modelos de ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida em situação de incêndio.....	223
Figura 111: Comportamento da rotação em função da temperatura no centro geométrico da viga na extremidade conectada do Modelo 2 do conjunto 1 de ligação mista viga-pilar com chapa de extremidade, em situação de incêndio.	225
Figura 112: Comportamento da rotação em função da temperatura no centro geométrico da viga na extremidade conectada do Modelo 2 do conjunto 1 de ligação mista viga-pilar com chapa de extremidade, em situação de incêndio.	225
Figura 113: Influência da taxa de armadura negativa na rigidez e na variação acumulada da rotação das ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida em situação em situação de incêndio.....	227
Figura 114: Influência do grau de interação aço-concreto na rigidez e na variação acumulada da rotação das ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida em situação em situação de incêndio.....	228
Figura 115: Influência do tipo de laje na rigidez e na variação acumulada da rotação das ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida em situação em situação de incêndio.....	229
Figura 116: Influência do sinal do momento na ligação na rigidez e na variação acumulada da rotação das ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida em situação em situação de incêndio.....	230
Figura 117: Influência da resistência do aço dos perfis na rigidez e na variação acumulada da rotação das ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida em situação em situação de incêndio.....	231

Figura 118: Influência da resistência à compressão do concreto na rigidez e na variação acumulada da rotação das ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida em situação em situação de incêndio.....	232
Figura 119: Deslocamento axial do modelo com variáveis <i>default</i> do conjunto C1 de ligação viga-pilar, mista de aço e concreto, com chapa de extremidade não estendida, em diversas etapas da análise. Deslocamentos em m.....	234
Figura 120: Tensões axiais de tração (a) antes do incêndio e (b) após o incêndio do modelo com variáveis <i>default</i> do conjunto C1 de ligação viga-pilar, mista de aço e concreto, com chapa de extremidade não estendida. Tensões em kN/m ²	235
Figura 121: Treinamento de valores preditos de $S_{incêndio}$ e $\Delta\theta$ para a ligação mista viga-pilar com chapa de extremidade não estendida, em situação de incêndio.....	237
Figura 122: Distribuição, por conjunto, da rigidez mínima durante o incêndio dos modelos de ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma.....	239
Figura 123: Distribuição, por conjunto de modelos de ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma, do quociente entre as rizezas em temperatura ambiente e em situação de incêndio.....	240
Figura 124: Principal mecanismo de falha observado nos modelos de ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma em situação de incêndio. Tensões em kN/m ²	242
Figura 125: Comportamento da rotação em função da temperatura no centro geométrico da viga na extremidade conectada do Modelo 2 do conjunto 1 de ligação mista viga-pilar com dupla cantoneira de alma, em situação de incêndio.....	244
Figura 126: Comportamento da rotação em função da temperatura no centro geométrico da viga na extremidade conectada do Modelo 2 do conjunto 1 de ligação mista viga-pilar com dupla cantoneira de alma, em situação de incêndio.....	244
Figura 127: Influência da taxa de armadura negativa na rigidez e na variação acumulada da rotação das ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma em situação em situação de incêndio.....	245
Figura 128: Influência do grau de interação aço-concreto na rigidez e na variação acumulada da rotação das ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma em situação em situação de incêndio.....	246
Figura 129: Influência do tipo de laje na rigidez e na variação acumulada da rotação das ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma em situação em situação de incêndio.....	247
Figura 130: Influência do sinal do momento na ligação na rigidez e na variação acumulada da rotação das ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma em situação em situação de incêndio.....	248
Figura 131: Influência da resistência do aço dos perfis na rigidez e na variação acumulada da rotação das ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma em situação em situação de incêndio.....	249
Figura 132: Influência da resistência à compressão do concreto na rigidez e na variação acumulada da rotação das ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma em situação em situação de incêndio.....	250
Figura 133: Deslocamento axial do modelo com variáveis <i>default</i> do conjunto C1 de ligação viga-pilar, mista de aço e concreto, com dupla cantoneira de alma, em diversas etapas da análise. Deslocamentos em m.....	251
Figura 134: Tensões axiais de tração (a) antes do incêndio e (b) após o incêndio do modelo com variáveis <i>default</i> do conjunto C1 de ligação viga-pilar, mista de aço e concreto, com chapa de extremidade não estendida. Tensões em kN/m ²	252
Figura 135: Treinamento de valores preditos de $S_{incêndio}$ e $\Delta\theta$ para a ligação mista viga-pilar com dupla cantoneira de alma, em situação de incêndio.....	253
Figura 136: Comportamento da rotação em função da temperatura no centro geométrico da viga na extremidade conectada do Modelo 2 de ligação mista viga-viga com chapa de alma e de assento, em situação de incêndio.....	256

Figura 137: Comportamento da rotação em função da temperatura no centro geométrico da viga na extremidade conectada do Modelo 2 de ligação mista viga-viga com chapa de alma e de assento, em situação de incêndio.....	256
Figura 138: Influência da taxa de armadura negativa na rigidez e na variação acumulada da rotação das ligações viga-viga com chapa de alma e de assento, em situação em situação de incêndio.	257
Figura 139: Influência do grau de interação aço-concreto na rigidez e na variação acumulada da rotação das ligações viga-viga com chapa de alma e de assento, em situação em situação de incêndio.	258
Figura 140: Influência do tipo de laje na rigidez e na variação acumulada da rotação das ligações viga-viga com chapa de alma e de assento, em situação em situação de incêndio.	259
Figura 141: Influência do sinal do momento na ligação na rigidez e na variação acumulada da rotação das ligações viga-viga com chapa de alma e de assento, em situação em situação de incêndio.	259
Figura 142: Influência da resistência do aço dos perfis na rigidez e na variação acumulada da rotação das ligações viga-viga com chapa de alma e de assento, em situação em situação de incêndio.	260
Figura 143: Influência da resistência à compressão do concreto na rigidez e na variação acumulada da rotação das ligações viga-viga com chapa de alma e de assento, em situação em situação de incêndio.	261
Figura 144: Deslocamento axial do modelo com variáveis <i>default</i> de ligação viga-viga, mista de aço e concreto, com chapa de alma e de assento, em diversas etapas da análise. Deslocamentos em m.	262
Figura 145: Tensões axiais de tração (a) antes do incêndio e (b) após o incêndio do modelo com variáveis <i>default</i> de ligação viga-viga, mista de aço e concreto, com chapa de alma e de assento. Tensões em kN/m ²	263
Figura 146: Comparação, para os tipos de ligação estudados, da curva momento-rotação do modelo 2, em situação de incêndio.	264
Figura 147: Comparação, para os tipos de ligação estudados, do comportamento da rotação em função da temperatura.	265
Figura 148: Fluxograma da parametrização dos modelos de edifícios.	267
Figura 149: Pavimento tipo das edificações analisadas.	267
Figura 150: Posição do aquecimento 1: incêndio atuando na extremidade do edifício.	270
Figura 151: Posição do aquecimento 2: incêndio atuando no centro do edifício.	270
Figura 152: Modelo numérico do edifício com três pavimentos.	271
Figura 153: Modelo numérico do edifício com 10 pavimentos.	271
Figura 154: Limite de deflexão total de acordo com o critério de <i>vão/30</i>	272
Figura 155: Comportamento da deflexão vertical máxima no 1º pavimento ao longo do tempo de incêndio para os modelos de edifícios com ligação mista viga-pilar com chapa de extremidade não estendida.	274
Figura 156: Comportamento da deflexão vertical máxima no 1º pavimento ao longo do tempo de incêndio para os modelos de edifícios com ligação mista viga-pilar com dupla cantoneira de alma.....	275
Figura 157: Deflexão vertical no 1º pavimento, após o incêndio, nos modelos numéricos dos edifícios. Valores em m.	276

LISTA DE QUADROS

Quadro 1: Tipos de ligação segundo a norma europeia.....	32
Quadro 2: Principais esforços internos na ligação e verificações de projeto necessárias em cada estágio.....	46
Quadro 3: Nomenclatura, classificação e esquema dos principais tipos de ligações metálicas.	47
Quadro 4: Revistas com maior número de trabalhos sobre ligações mistas de aço e concreto em situação de incêndio.....	61
Quadro 5: Lista dos 10 artigos mais citados encontrados com o protocolo de busca.....	62
Quadro 6: Distribuição dos artigos da revisão sistemática da literatura com base na classificação proposta.	65
Quadro 7: Fichamento bibliográfico das pesquisas analíticas e teóricas sobre ligações viga-pilares mistas de aço e concreto.	65
Quadro 8: Fichamento bibliográfico das pesquisas experimentais sobre ligações viga-pilares, mistas de aço e concreto.	67
Quadro 9: Fichamento bibliográfico das pesquisas numéricas sobre ligações viga-pilares, mistas de aço e concreto.	70
Quadro 10: Fichamento bibliográfico das pesquisas experimentais e numéricas sobre ligações viga-pilares, mistas de aço e concreto.	76
Quadro 11: Fichamento bibliográfico das pesquisas experimentais sobre estruturas mistas de aço e concreto considerando a influência das ligações mistas.....	81
Quadro 12: Fichamento bibliográfico das pesquisas numéricas sobre estruturas mistas de aço e concreto considerando a influência das ligações mistas.	84
Quadro 13: Principais metadados das teses e dissertações nacionais sobre ligações mistas de aço e concreto.....	89
Quadro 14: Principais metadados das teses e dissertações nacionais sobre ligações mistas de aço e concreto.....	90
Quadro 15: Fichamento bibliográfico das teses e dissertações nacionais sobre ligações mistas de aço e concreto.....	91
Quadro 16: Lacunas identificadas e respectivas referências.....	103
Quadro 17: Comportamento da resistência à compressão e das deformações do concreto em função da temperatura.	111
Quadro 18: Comportamento das resistências e do módulo de elasticidade longitudinal do aço das armaduras em função da temperatura.....	119
Quadro 19: Comportamento das resistências e do módulo de elasticidade longitudinal do aço estrutural em função da temperatura.....	123
Quadro 20: Parâmetros utilizados no modelo constitutivo CDP.	134
Quadro 21: Ensaios experimentais modelados.....	136
Quadro 22: Partes e respectivos elementos e malhas empregados na simulação numérica do modelo de Ostrander (1970).	138
Quadro 23: Propriedades dos materiais adotadas na reprodução numérica do ensaio experimental de Ostrander (1970).....	140
Quadro 24: Partes e respectivos elementos e malhas empregados na simulação numérica do modelo de ligação metálica viga-pilar de Figueiredo (2004).....	143
Quadro 25: Propriedades dos materiais adotadas na reprodução numérica do ensaio experimental de ligação metálica viga-pilar de Figueiredo (2004).	145
Quadro 26: Partes e respectivos elementos e malhas empregados na simulação numérica do modelo experimental de ligação viga-pilar, mista de aço e concreto, de Figueiredo (2004).	148
Quadro 27: Propriedades dos materiais adotadas na reprodução numérica do ensaio experimental de ligação viga-pilar, mista de aço e concreto, de Figueiredo (2004). ...	149
Quadro 28: Partes e respectivos elementos e malhas empregados na simulação numérica do modelo de ligação viga-pilar mista de aço e concreto de Haremza (2013).....	152

Quadro 29: Propriedades dos materiais adotados na reprodução numérica do ensaio experimental de ligação viga-pilar mista de aço e concreto de Haremza, Santiago e Silva (2013).	154
Quadro 30: Quantidade de modelos em função do tipo de ligação e do tipo de análise.....	158
Quadro 31: Seções de pilares pré-dimensionadas.....	160
Quadro 32: Combinações de perfis viga-pilar analisadas.	160
Quadro 33: Dimensões dos perfis utilizados em cada conjunto.	161
Quadro 34: Modelos analisados para cada combinação de perfis.	163
Quadro 35: Partes e respectivos elementos e malhas empregados nas análises numéricas das parametrizações.	167
Quadro 36: Valores médios do momento resistente, da rigidez inicial e da rotação máxima dos modelos de ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida.....	177
Quadro 37: Mecanismo de falha predominante e a distribuição de classificação das ligações com base na rigidez dos modelos de ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida.	177
Quadro 38: Valores médios do momento resistente e da rigidez inicial, por variável paramétrica, das ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida.	179
Quadro 39: Valores médios do momento resistente, da rigidez inicial e da rotação máxima dos modelos de ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma.	195
Quadro 40: Mecanismo de falha predominante e a distribuição de classificação das ligações com base na rigidez dos modelos de ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma.	195
Quadro 41: Valores médios do momento resistente e da rigidez inicial, por variável paramétrica, das ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma.	197
Quadro 42: Valores do momento resistente e da rigidez inicial das ligações viga-viga com chapa de alma e de assento.	208
Quadro 43: Valores médios do momento fletor resistente e da rigidez inicial dos tipos de ligação estudados.	217
Quadro 44: Valores médios da rigidez mínima em situação de incêndio, da rigidez inicial em temperatura ambiente e da variação total da rotação da viga durante o incêndio dos modelos de ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida.....	222
Quadro 45: Distribuição de classificação das ligações, em temperatura ambiente e em situação de incêndio, com base na rigidez dos modelos de ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida.	222
Quadro 46: Valores médios da rigidez em situação de incêndio e da variação total da rotação da viga durante o incêndio, das ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida.	224
Quadro 47: Valores médios da rigidez mínima em situação de incêndio, da rigidez inicial em temperatura ambiente e da variação total da rotação da viga durante o incêndio dos modelos de ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma.	241
Quadro 48: Distribuição de classificação das ligações, em temperatura ambiente e em situação de incêndio, com base na rigidez dos modelos de ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma.....	241
Quadro 49: Valores médios da rigidez em situação de incêndio e da variação acumulada da rotação da viga durante o incêndio, das ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma.	243
Quadro 50: Valores da rigidez em situação de incêndio e da variação acumulada da rotação da viga durante o incêndio, das ligações viga-viga com chapa de alma e de assento.	255
Quadro 51: Valores médios da rigidez em temperatura ambiente, da rigidez em situação de incêndio e da variação acumulada da capacidade de rotação para os tipos de ligação estudados.	264
Quadro 52: Partes e respectivos elementos e malhas empregados nas análises numéricas do edifício.	266
Quadro 53: Seções de pilares utilizadas na análise do edifício.....	268

Quadro 54: Valores de rigidez das molas utilizadas nas ligações viga-pilar do edifício.....	268
Quadro 55: Partes e respectivos elementos e malhas empregados nas análises numéricas do edifício.	269
Quadro 56: Comparação entre as deflexões verticais numérica e analítica em elementos estruturais do edifício.	273

1. INTRODUÇÃO.....	21
1.1 OBJETIVOS.....	24
1.1.1 Objetivo geral	24
1.1.2 Objetivos específicos.....	24
1.2 JUSTIFICATIVA.....	25
1.3 RESUMO DA METODOLOGIA.....	26
1.4 DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS.....	28
2. LIGAÇÕES.....	30
2.1 CLASSIFICAÇÃO DAS LIGAÇÕES.....	30
2.1.1 Norma americana	30
2.1.2 Norma europeia.....	32
2.2 ANÁLISE DE LIGAÇÕES MISTAS.....	34
2.3 COMPORTAMENTO DAS LIGAÇÕES MISTAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	38
2.4 TIPOS DE LIGAÇÕES ABORDADAS NESSE TRABALHO	46
2.4.1 Ligações viga-pilar, mistas de aço e concreto, com chapa de extremidade	50
2.4.2 Ligações viga-pilar, mistas de aço e concreto, com dupla cantoneira de alma .	52
2.4.3 Ligações viga-viga, mistas de aço e concreto, com chapa de alma e de assento	56
3. ESTADO DA ARTE	57
3.1 ANÁLISE BIBLIOMÉTRICA	57
3.2 REVISÃO SISTEMÁTICA DA LITERATURA.....	65
3.2.1 Pesquisas analíticas e teóricas sobre ligações viga-pilares mistas de aço e concreto.....	65
3.2.2 Pesquisas experimentais sobre ligações viga-pilares, mistas de aço e concreto	67
3.2.3 Pesquisas numéricas sobre ligações viga-pilares, mistas de aço e concreto....	70
3.2.4 Pesquisas experimentais e numéricas sobre ligações viga-pilares, mistas de aço e concreto	76
3.2.5 Pesquisas experimentais sobre estruturas mistas de aço e concreto considerando a influência das ligações mistas.....	81
3.2.6 Pesquisas numéricas sobre estruturas mistas de aço e concreto considerando a influência das ligações mistas e/ou sobre ligações mistas viga-viga	84
3.2.7 Teses e dissertações nacionais sobre ligações mistas de aço e concreto	89
3.2.8 Lacunas identificadas no tema	101
4. ESTRUTURAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO.....	105
4.1 DINÂMICA DO INCÊNDIO.....	105
4.2 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS.....	111
4.2.1 Concreto.....	111
4.2.1.1 Resistência à compressão	111
4.2.1.2 Resistência à tração	112
4.2.1.3 Módulo de elasticidade longitudinal	113
4.2.1.4 Expansão.....	114
4.2.1.5 Calor específico	115
4.2.1.6 Condutividade térmica	116
4.2.1.7 Densidade	117

4.2.2	Aço das armaduras	118
4.2.2.1	Resistências e módulo de elasticidade	118
4.2.2.2	Expansão.....	120
4.2.2.3	Calor específico	121
4.2.2.4	Condutividade térmica	121
4.2.2.5	Densidade	122
4.2.3	Aço estrutural	122
4.2.3.1	Resistências e módulo de elasticidade	123
5.	MODELO NUMÉRICO	125
5.1	CONSTRUÇÃO DE MODELOS NUMÉRICOS DE LIGAÇÕES MISTAS DE AÇO E CONCRETO	125
5.1.1	Tipos de análise	125
5.1.2	Características dos modelos.....	130
5.1.2.1	Geometria e elemento finitos	130
5.1.2.2	Materiais e modelos constitutivos	131
5.1.2.3	Interações.....	135
5.2	CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO	135
5.2.1	Modelagem numérica do ensaio experimental de ligação metálica viga-pilar de ostrand (1970), em temperatura ambiente	136
5.2.2	Modelagem numérica do ensaio experimental de ligação metálica viga-pilar de Figueiredo (2004), em temperatura ambiente	140
5.2.3	Modelagem numérica do ensaio experimental de ligação viga-pilar, mistas de aço e concreto, de Figueiredo (2004), em temperatura ambiente	145
5.2.4	Modelagem numérica do ensaio experimental de ligação viga-pilar, mista de aço e concreto, de Haremza, Santiago e Silva (2013), em temperatura ambiente	150
5.2.5	Modelagem numérica do ensaio experimental de ligação viga-pilar, mistas de aço e concreto, de Haremza, Santiago e Silva (2013), em situação de incêndio	155
5.3	ANÁLISE PARAMÉTRICA	157
5.3.1	Montagem da curva momento-rotação	170
6.	ANÁLISE DE LIGAÇÕES EM TEMPERATURA AMBIENTE	172
6.1	LIGAÇÕES VIGA-PILAR COM CHAPA DE EXTREMIDADE NÃO ESTENDIDA	172
6.1.1	Análise global da parametrização em temperatura ambiente	174
6.1.2	Influência das variáveis paramétricas em temperatura ambiente.....	178
6.1.3	Redes neurais artificiais e desenvolvimento de formulações	185
6.2	LIGAÇÕES VIGA-PILAR COM DUPLA CANTONEIRA DE ALMA	191
6.2.1	Análise global da parametrização em temperatura ambiente	192
6.2.2	Influência das variáveis paramétricas em temperatura ambiente.....	196
6.2.3	Redes neurais artificiais e desenvolvimento de formulações	204
6.3	LIGAÇÕES VIGA-VIGA COM CHAPA DE ALMA E ASSENTO	205
6.3.1	Influência das variáveis paramétricas em temperatura ambiente.....	208
6.4	COMPARAÇÃO ENTRE AS LIGAÇÕES ESTUDADAS EM TEMPERATURA AMBIENTE	216
7.	ANÁLISE DE LIGAÇÕES EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	219
7.1	LIGAÇÕES VIGA-PILAR COM CHAPA DE EXTREMIDADE NÃO ESTENDIDA	219
7.1.1	Análise global da parametrização em situação de incêndio	219
7.1.2	Influência das variáveis paramétricas em situação de incêndio	223
7.1.3	Redes neurais artificiais e desenvolvimento de formulações	236

7.2	LIGAÇÕES VIGA-PILAR COM DUPLA CANTONEIRA DE ALMA	238
7.2.1	Análise global da parametrização em situação de incêndio	238
7.2.2	Influência das variáveis paramétricas em situação de incêndio	242
7.2.3	Redes neurais artificiais e desenvolvimento de formulações	252
7.3	LIGAÇÕES VIGA-VIGA COM CHAPA DE ALMA E ASSENTO	254
7.4	COMPARAÇÃO ENTRE AS LIGAÇÕES ESTUDADAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	263
8.	<i>ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DA ESTRUTURA EM FUNÇÃO DA LIGAÇÃO</i>	266
9.	<i>CONCLUSÕES</i>	279
9.1	<i>ANÁLISE DE LIGAÇÕES</i>	279
9.1.1	Conclusões da análise paramétrica das ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida	281
9.1.2	Conclusões da análise paramétrica das ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma	283
9.1.3	Conclusões da análise paramétrica das ligações mistas viga-viga com chapa de alma e de assento.....	284
9.2	<i>COMPORTAMENTO DA ESTRUTURA EM FUNÇÃO DA LIGAÇÃO</i>	286
9.3	<i>TRABALHOS FUTUROS</i>	287
	<i>REFERÊNCIAS</i>	288
	<i>APÊNDICE A – PUBLICAÇÕES</i>	297

1. INTRODUÇÃO

Os elementos mistos de aço e concreto são perfis de aço associados com o concreto trabalhando em conjunto para resistirem aos esforços. Os elementos mistos apresentam diversas vantagens, tanto em relação as estruturas de aço como em relação as estruturas de concreto. Em relação às estruturas de concreto, vale destacar a possibilidade de dispensa de fôrmas e escoramentos, redução do prazo de execução da obra, aumento da precisão dimensional da construção, e reduções no peso próprio e do volume da estrutura, acarretando a redução do volume e dos custos do sistema de fundação. Por sua vez, em relação às estruturas de aço, vale salientar a redução do consumo de aço estrutural, menor necessidade de proteções contra incêndio e corrosão nos perfis metálicos e o aumento da rigidez da estrutura.

As estruturas, de modo geral, devem ser projetadas com o objetivo de resistirem a todas as ações atuantes durante a sua vida útil, assegurando, concomitantemente, adequados níveis de segurança, desempenho e durabilidade com custos de construção e manutenção compatíveis. Nesse contexto, as ligações, também conhecida como “nós”, são fundamentais para se atingir esses objetivos, sendo responsáveis por promoverem a união entre as partes da estrutura ou de uma parte dela com um elemento externo. Em outras palavras, as ligações são dispositivos ou meios de conexão responsáveis pela transferência de esforços entre os elementos que constituem a estrutura e/ou entre os seus apoios.

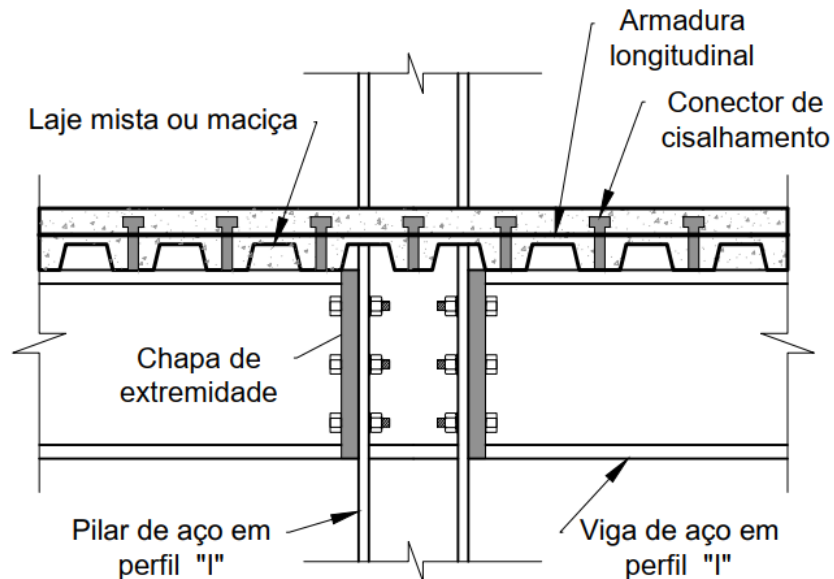
Assim, o dimensionamento, a fabricação e a montagem das ligações possuem importância imprescindível no comportamento estrutural, visto que, além de transferir os esforços, elas asseguram que as hipóteses de dimensionamento sejam válidas.

Nesse contexto, as ligações mistas de aço e concreto são aquelas em que a transferência de esforços entre os elementos estruturais, bem como a rigidez e a resistência são garantidas, simultaneamente, por componentes e elementos em aço e em concreto. Tais ligações podem ser utilizadas nas conexões viga-pilar e viga-viga. A principal vantagem proporcionada pelas ligações mistas é o aumento da resistência e rigidez em comparação à ligação unicamente metálica.

Existem diversas concepções de ligações mistas com comportamento já conhecido e consolidado. Na norma técnica brasileira NBR 8800 (ABNT, 2008), existem três concepções ditas pré-qualificadas. A primeira delas é a ligação mista com chapa de extremidade de altura total (Figura 1); a segunda consiste numa ligação mista com cantoneiras parafusadas na alma

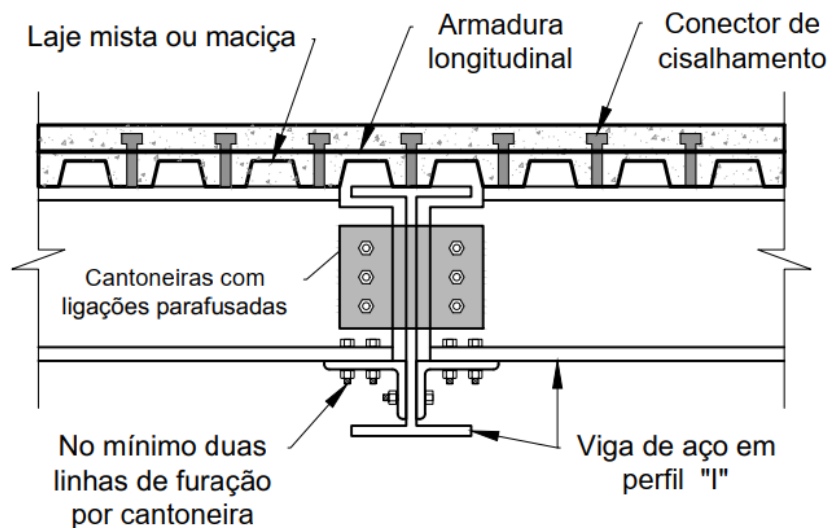
e na mesa inferior da viga apoiada (Figura 2); e a terceira e última trata-se de uma ligação mista com cantoneira parafusada na mesa inferior da viga apoiada (Figura 3). Vale ressaltar que, nas ligações mistas, a laje não precisa, necessariamente, ser maciça, podendo ser mista com fôrma de aço incorporado (*steel deck*), alveolar, etc.

Figura 1: Ligação mista com chapa de extremidade de altura total.



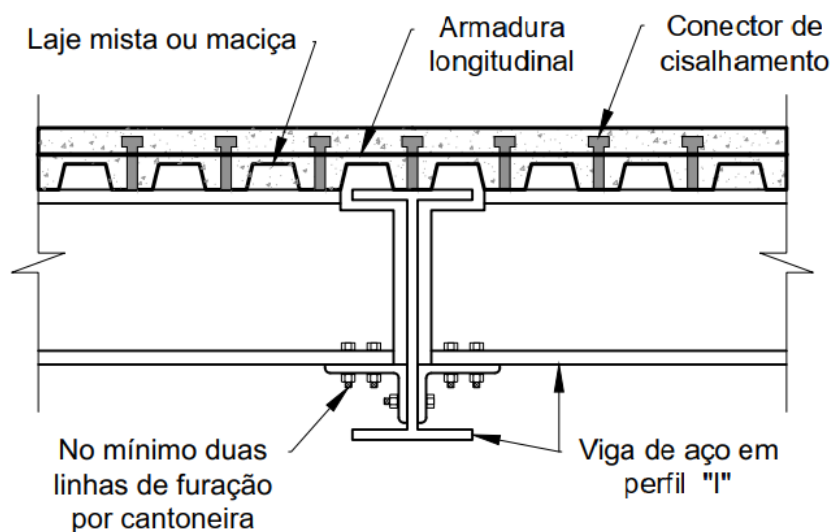
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 2: Ligação mista com cantoneiras parafusadas na alma e na mesa inferior da viga.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 3: Ligação mista com cantoneira parafusada na mesa inferior da viga apoiada.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Além da importância das ligações, por si só, vale frisar que a segurança das estruturas em situação de incêndio vem se tornando uma preocupação cada vez mais recente a nível mundial. A análise da segurança das estruturas em situação de incêndio possui dois objetivos principais: resguardar a vida dos usuários da edificação e minimizar perdas patrimoniais.

A segurança contra incêndio é altamente dependente do conhecimento da dinâmica do fogo, ao passo que a adequada interpretação dos cenários possibilita o projetista desenvolver sistemas que acarretem numa melhor gestão do risco.

A dinâmica do incêndio, bem como a análise do comportamento e da segurança de estruturas submetidas à altas temperaturas têm sido fortemente estudado, culminando em importantes resultados que confirmam e complementam os principais códigos normativos e documentos técnicos referências do tema no Brasil e no mundo.

Visto isso e a importância das ligações para o comportamento da estrutura como um todo, conhecer o seu comportamento quando elas estão submetidas a uma situação de incêndio é muito importante, pois a variação da temperatura acarreta alterações significativas na distribuição da resistência e da rigidez das ligações, bem como dos elementos estruturais atrelados a elas, podendo até mesmo alterar os mecanismos de falha em relação ao comportamento da ligação em temperatura ambiente.

Mesmo em temperatura ambiente, as ligações mistas possuem um comportamento complexo. Porém, sobretudo em situação de incêndio, o comportamento das ligações e seus efeitos na estrutura ainda precisam ser melhor estudados e compreendidos. Em cenários de incêndio, as estruturas são sujeitas a diversos fenômenos ao longo da evolução do fogo,

ocasionando alterações significativas nos esforços solicitantes nas ligações. Por esse motivo, compreender o comportamento da redistribuição de tais esforços é fundamental para garantir a segurança das estruturas e prevenir o seu colapso durante um incêndio.

Portanto, o presente trabalho tem o objetivo de estudar, por meio de análises numéricas, o comportamento local e global de ligações viga-viga e viga-pilar, mistas de aço e concreto, em temperatura ambiente e em situação de incêndio.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 OBJETIVO GERAL

Investigar, por meio de análises numéricas, o comportamento de ligações viga-viga e viga-pilar, mistas de aço e concreto, em temperatura ambiente e em situação de incêndio bem como seus efeitos no comportamento da estrutura.

1.1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Como objetivos específicos, pretende-se:

- Conduzir uma análise bibliométrica e posterior revisão sistemática da literatura acerca das pesquisas sobre ligações mistas de aço e concreto em situação de incêndio;
- Desenvolver modelos numéricos de ligações viga-viga e viga-pilar, mistas de aço e concreto, que representem o comportamento físico em temperatura ambiente e em situação de incêndio;
- Avaliar a influência dos seguintes parâmetros no comportamento de ligações viga-viga e viga-pilar, mistas de aço e concreto, tanto em temperatura ambiente quanto em situação de incêndio: taxa de armadura da laje; grau de interação aço-concreto; tipo de laje; sentido do momento fletor na ligação; posição da ligação; resistência ao escoamento do aço; resistência à compressão do concreto;
- Propor equações para o pré-dimensionamento das ligações mistas viga-pilar, estudadas no presente trabalho, tanto em temperatura ambiente quanto em situação de incêndio;
- Desenvolver, utilizando os resultados das análises de ligações, um modelo tridimensional com o intuito de estudar a influência do comportamento das ligações viga-pilar, mistas de aço e concreto, em temperatura ambiente e em situação de incêndio, no comportamento da estrutura.

1.2 JUSTIFICATIVA

As estruturas devem ser projetadas com o objetivo de resistirem a todas as ações atuantes durante a sua vida útil, assegurando, concomitantemente, adequados níveis de segurança, desempenho e durabilidade. O correto dimensionamento, fabricação e montagem das ligações possui importância imprescindível no comportamento estrutural, visto que tais processos, além de transferir os esforços, asseguram que as hipóteses de dimensionamento sejam válidas e, de fato, ocorram na prática.

Tendo em vista a importância das ligações no comportamento da estrutura, o presente trabalho visa estudar as ligações em situação de incêndio, pois, apesar de já existirem modelos de cálculo consolidados que reproduzam o comportamento das ligações em temperatura ambiente, o mesmo não se verifica em situação de incêndio.

A investigação do comportamento de ligações metálicas e mistas de aço e concreto, em situação de incêndio, não era uma preocupação. A principal justificativa para isso residia no fato de que as ligações são uma região mais protegida da estrutura contra a evolução de temperatura, uma vez que há uma grande concentração de elementos chegando até ela. Assim, presumia-se que as ligações possuíam maior resistência ao fogo do que os membros conectados.

Porém, nas últimas décadas, o programa de pesquisa de incêndio estrutural de Cardington, em 1990, no Reino Unido, juntamente com o colapso induzido por incêndio dos edifícios do World Trade Center, em 11 de setembro de 2001, mudaram o panorama da pesquisa sobre o comportamento estrutural em caso de incêndio. Nessas situações, percebeu-se que, em situações de incêndio, as estruturas são submetidas a fortes interações ao longo do progresso do fogo, resultando em mudanças significativas nas forças internas das ligações. Portanto, é crucial compreender como essas forças internas nas conexões se alteram durante todo o período de exposição ao fogo, incluindo o período de resfriamento, e como elas devem ser consideradas no projeto de engenharia de estruturas em incêndios, a fim de prevenir o colapso estrutural.

Ademais, há uma escassez de estudos desenvolvidos com a proposta da presente pesquisa. No Brasil, a maioria das pesquisas do tema estudam ligações mistas de aço e concreto em temperatura ambiente. Já na literatura estrangeira, apesar de haver trabalhos avaliando ligações mistas em situação de incêndio, há diversos parâmetros que ainda não foram analisados e que impactam diretamente no comportamento das ligações.

Além disso, não há métodos consolidados para estimar a capacidade resistente e a distribuição de momentos em ligações mistas expostas à situação de incêndio. Portanto, a elaboração de métodos com essas especificidades é de vital importância para fundamentar o

projeto de estruturas mistas de aço e concreto em situação de incêndio e, com isso, assegurar estruturas cada vez mais resilientes e, conseqüentemente, resguardar as vidas e o patrimônio.

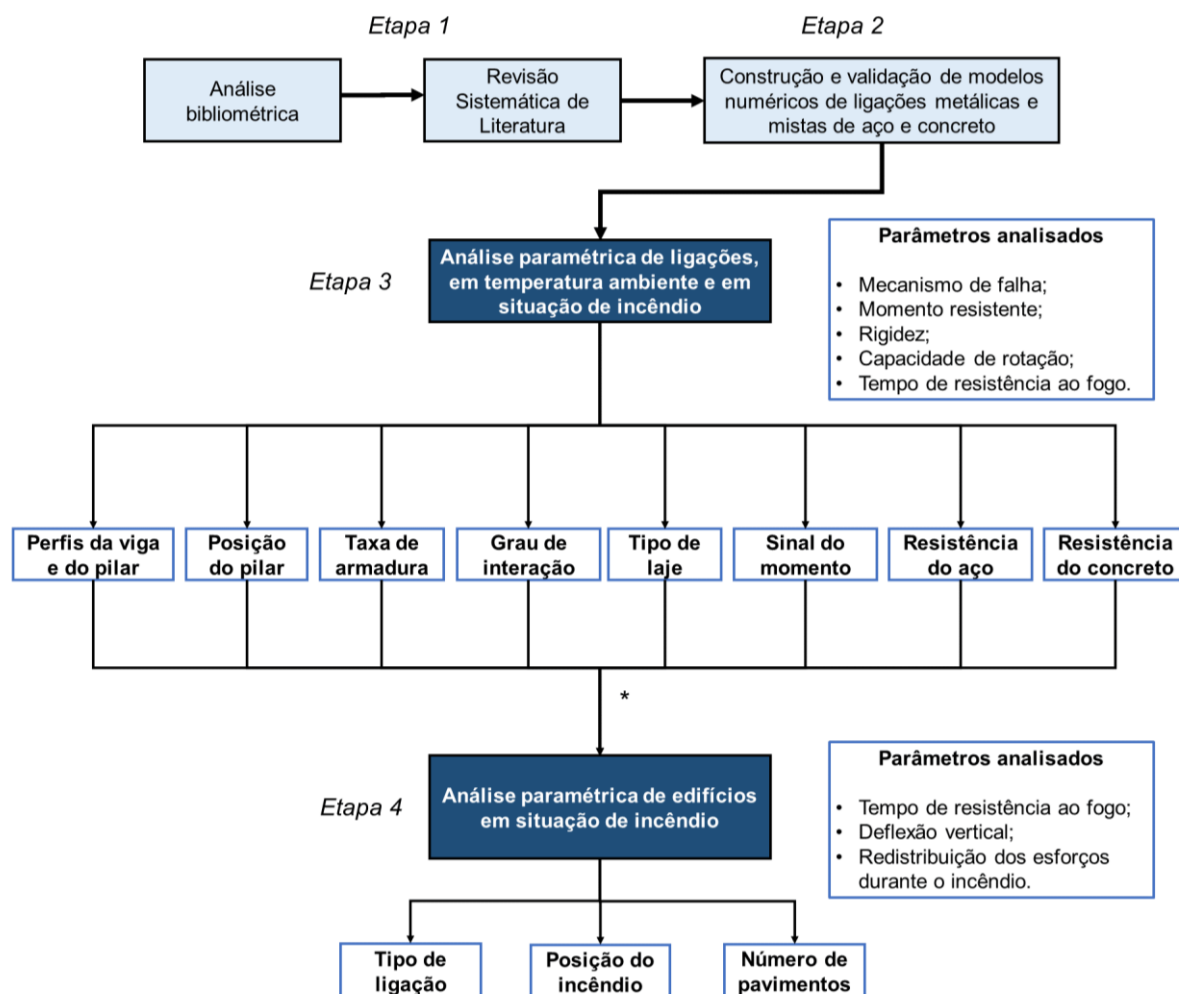
Portanto, evidencia-se a necessidade de estudos nessa linha de pesquisa que colaborem com o desenvolvimento de métodos práticos e eficientes para o dimensionamento de ligações mistas de aço e concreto, tanto em temperatura ambiente quanto em situação de incêndio. Especificamente, busca-se investigar o comportamento de ligações viga-viga e viga-pilar, mistas de aço e concreto, em temperatura ambiente e em situação de incêndio bem como seus efeitos no comportamento da estrutura. Para tanto, foi avaliada a influência de diversas variáveis, tais como taxa de armadura da laje; grau de interação aço-concreto; tipo de laje; sentido do momento fletor na ligação; posição da ligação; resistência ao escoamento do aço; resistência à compressão do concreto.

Assim, esta pesquisa possui características de originalidade e potencial para proporcionar o avanço de fronteira de conhecimento sobre o tema, contribuindo de forma expressiva para a consolidação das estruturas mistas de aço e concreto na construção civil.

1.3 RESUMO DA METODOLOGIA

Para o desenvolvimento deste trabalho a metodologia divide-se em quatro etapas: análise bibliométrica e revisão sistemática de literatura; construção e calibração dos modelos numéricos; análise paramétrica de ligações mistas; e análise de estruturas mistas considerando a influência da ligação. A Figura 4 apresenta um organograma listando as etapas da presente pesquisa, sua relação e os parâmetros avaliados em cada uma delas.

Figura 4: Organograma das etapas da metodologia.



* A Etapa 4 utiliza os resultados da Etapa 3 para a criação dos modelos tridimensionais.

Fonte: Elaborado pelo autor.

A primeira etapa consistiu numa análise bibliométrica e posterior revisão sistemática da literatura acerca dos trabalhos envolvendo ligações mistas de aço e concreto em situação de incêndio, a fim de identificar as principais lacunas do conhecimento da área.

A segunda etapa foi a construção e verificação de modelos numéricos de ligações metálicas e mistas de aço e concreto, em temperatura ambiente e em situação de incêndio. Ela foi importante para compreender o comportamento das variáveis de modelagem nesse contexto, permitindo identificar técnicas que otimizem o modelo numérico e garantam a representação do comportamento real de tais estruturas.

Uma vez comparados e ajustados os modelos numéricos, iniciou-se a terceira etapa, isto é, a análise paramétrica, na qual foram simulados 663 modelos numéricos de ligações mistas de aço e concreto, distribuídos em análises térmicas, estruturais e termoestruturais. As

variáveis estudadas foram: o tipo de ligação, os perfis de vigas e pilares, a taxa de armadura negativa da ligação mista, o grau de interação aço-concreto entre a viga mista e a laje, o tipo de laje, o sentido do momento fletor na ligação, a resistência do aço e a resistência do concreto. Investigou-se a influência das variáveis parametrizadas no mecanismo de falha da ligação bem como no comportamento de sua curva momento-rotação, além tempo de resistência ao fogo da ligação.

Posteriormente, na quarta etapa, com base nas combinações de perfis analisadas na terceira etapa, foram elaborados modelos tridimensionais de estruturas mistas para analisar a influência das ligações, as quais representam seções de pilares laterais, centrais e de canto de edificações com três e 10 pavimentos. Neles, as ligações serão representadas por meio dos valores de resistência e rigidez aferidos na terceira etapa. Por meio dessa metodologia, foi realizada uma análise paramétrica de edifícios em situação de incêndio, na qual as variáveis parametrizadas foram o tipo de ligação, a posição do incêndio e o número de pavimentos. Nessa etapa, os principais resultados analisados foram o tempo de resistência ao fogo, a deflexão vertical e a redistribuição dos esforços no pavimento durante o incêndio.

1.4 DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS

O presente trabalho está estruturado em oito capítulos. No Capítulo 1, o tema do trabalho foi introduzido com o intuito de contextualizar o problema. Ademais, foram apresentadas as justificativas do trabalho, o objetivo geral e os específicos, bem como um resumo da metodologia adotada.

O Capítulo 2 descreve os principais tipos de ligações metálicas e mistas de aço e concreto.

O Capítulo 3 delinea o estado da arte das pesquisas sobre ligações mistas de aço e concreto em situação de incêndio, fundamentada em uma análise bibliométrica e posterior revisão sistemática da literatura. Nessa seção estão expostas as principais lacunas do conhecimento existentes no tema.

O Capítulo 4 trata sobre a dinâmica do incêndio, com ênfase em seus efeitos nas estruturas e nos materiais que a constituem.

O Capítulo 5 apresenta a modelagem numérica, expondo a construção e calibração de modelos numéricos. Tal capítulo também detalha a parametrização dos modelos numéricos de ligações, mistas de aço e concreto.

O Capítulo 6 expõe os principais resultados da análise de ligações em temperatura ambiente. Por sua vez o Capítulo 7 apresenta os resultados das mesmas análises, porém, em situação de incêndio.

O Capítulo 8 apresenta análises do comportamento de estruturas em situação de incêndio, considerando o comportamento das ligações estudadas nos Capítulos 6 e 7.

O Capítulo 9 apresenta as conclusões do trabalho e sugestões de trabalhos futuros.

2. LIGAÇÕES

As ligações, também conhecida como “nós”, consistem em dispositivos ou meios de conexão responsáveis pela transferência de esforços entre os elementos que constituem a estrutura e/ou entre os seus apoios. Assim, o correto dimensionamento, fabricação e montagem das ligações possui importância imprescindível no comportamento estrutural, visto que, além de transferir os esforços, elas asseguram que as hipóteses de dimensionamento sejam válidas.

Nas estruturas metálicas, as ligações são feitas utilizando solda, parafuso e/ou uma combinação entre ambos. Por sua vez, nas ligações mistas de aço e concreto, além dos elementos metálicos há a participação da laje de concreto (ou mista) na transferência de esforços entre os elementos estruturais. Conseqüentemente, a principal vantagem proporcionada pelas ligações mistas é o aumento da resistência e rigidez em comparação à ligação unicamente metálica.

A presente seção apresenta e descreve as características, comportamento e procedimentos de análise e verificação dos principais tipos de ligações aderentes a esse trabalho.

2.1 CLASSIFICAÇÃO DAS LIGAÇÕES

Durante o projeto de uma estrutura, é de fundamental importância que o comportamento idealizado admitido seja o mais próximo possível da situação real. Nesse contexto, o comportamento de uma ligação tem grande importância, visto que ele influencia na distribuição dos esforços na estrutura. Assim, a classificação de ligações como engastadas ou rotuladas, é pertinente.

As duas principais classificações de ligações presentes na literatura são as da norma americana AISC (2005) e da europeia EN 1993-1-8 (CEN, 2005b).

2.1.1 NORMA AMERICANA

A norma americana AISC (2005), fundamentada no método dos estados-limites, apresenta a seguinte classificação de ligações:

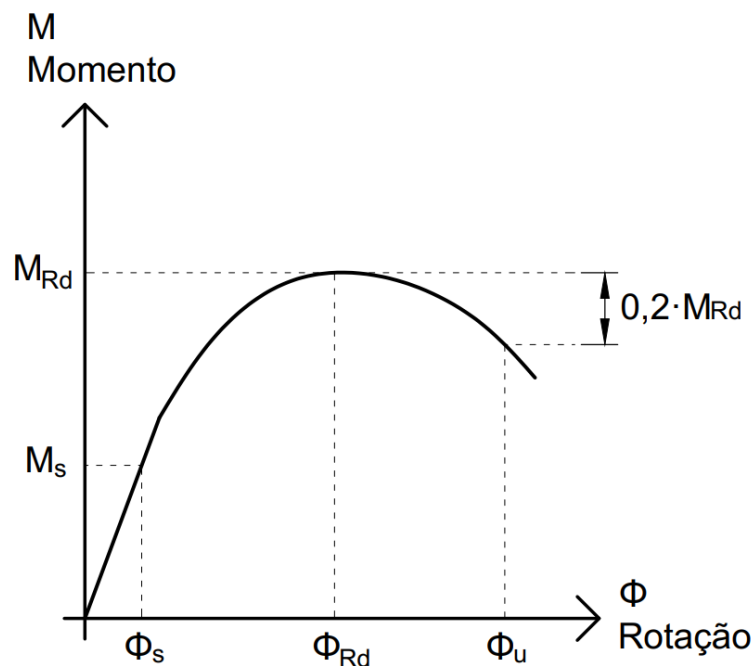
- Ligações de resistência total (FR): também chamadas de ligações completamente restringidas (*fully restrained*, em inglês), tratam-se das ligações

em que a resistência da ligação é maior ou igual à resistência a plastificação total da viga;

- Ligações de resistência parcial (PR): também chamadas de ligações parcialmente restringidas (*partially restrained*, em inglês) consistem nas ligações em que a resistência da ligação é menor que a resistência a plastificação total da viga.

A Figura 5 apresenta a caracterização da ligação segundo a norma americana AISC (2005).

Figura 5: Curva M- Φ de caracterização de ligações segundo o AISC (2005).



Fonte: Adaptado de AISC (2005).

A maioria das ligações do tipo PR não apresentam patamar na curva momento-rotação, mesmo para elevados valores de rotação. Nessa situação, o momento resistente da ligação é admitido como o equivalente à rotação de 20 mrad.

Por sua vez, a capacidade rotacional da ligação (Φ_u) é admitido como a rotação equivalente a redução de 20% de M_{Rd} . Caso isso não ocorra, Φ_u é admitido como sendo igual a 30 mrad.

Por fim, vale ressaltar que se a resistência da ligação for maior que o momento de plastificação total da viga, a ductilidade da ligação viga-pilar é limitada pela viga e a ligação pode ser tratada com um comportamento elástico.

2.1.2 NORMA EUROPEIA

Por sua vez, a norma europeia EN 1993-1-8 (CEN, 2005b) classifica as ligações quanto a rigidez e resistência das ligações, considerando o tipo de análise global da estrutura. Especificamente, o EN 1993-1-8 (CEN, 2005b) apresenta a seguinte classificação:

- Ligação simples: a ligação não é capaz de transferir momento fletor e pode ser tratada como uma rótula nas análises estruturais;
- Ligação contínua: a ligação é capaz de transferir todo o momento fletor existente na região da conexão. Assim a ligação é totalmente engastada;
- Ligação semicontínua: trata-se de uma situação intermediária entre as duas descritas anteriormente. Nessa situação, é necessário que o comportamento da ligação seja modelado adequadamente para a determinação dos esforços internos na análise global da estrutura.

O Quadro 1 ilustra os tipos de ligações segundo o EN 1993-1-8 (CEN, 2005b).

Quadro 1: Tipos de ligação segundo a norma europeia.

Método de análise global	Classificação da ligação		
Elástica	Flexível	Rígida	Semirrígida
Rígido-plástica	Flexível	Resistência total	Resistência parcial
Elastoplástica	Flexível	Rígida e resistência total	Semirrígida e resistência parcial Semirrígida e resistência total Rígida e semirrígida e resistência parcial
Tipo de ligação	Simple	Contínua	Semicontínua

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

De acordo com a rigidez, em sua seção 5.2.2, o EN 1993-1-8 (CEN, 2005b) estabelece que uma ligação pode ser classificada como rígida, flexível ou semirrígidas comparando sua rigidez inicial (S_i) com os limites apresentados na seção 5.2.2.5. Em tal seção, consta que a ligação é dita rígida se a Equação (1) for satisfeita.

$$S_i \geq k_v \cdot \frac{E \cdot I_v}{L_v} \quad (1)$$

Em que k_v é um parâmetro que relaciona a rigidez da viga com a rigidez da ligação. Ele é igual a 8 para estruturas contraventadas e igual a 25 para estruturas não contraventadas;

E é o módulo de elasticidade longitudinal do aço; e I_v e L_v são o momento de inércia da seção transversal no plano da estrutural e o comprimento da viga conectada à ligação, respectivamente.

Por sua vez, a ligação é classificada como flexível se a Equação (2) for atendida.

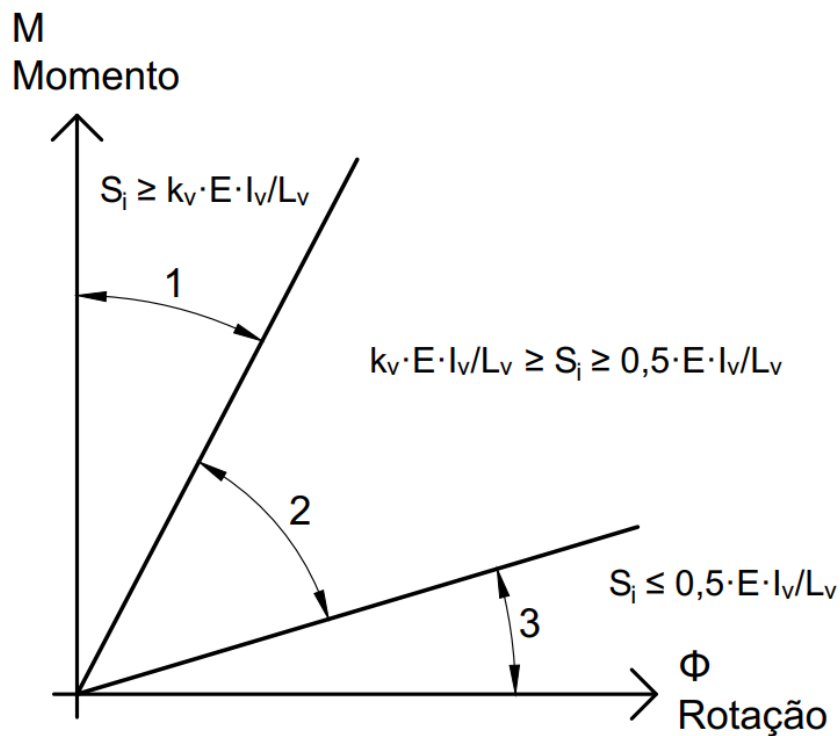
$$S_i \leq 0,5 \cdot \frac{E \cdot I_v}{L_v} \quad (2)$$

Por fim, a ligação é dita semirrígida se a Equação (3) for satisfeita.

$$k_v \cdot \frac{E \cdot I_v}{L_v} \geq S_i \geq 0,5 \cdot \frac{E \cdot I_v}{L_v} \quad (3)$$

A Figura 42 ilustra a classificação de ligações do EN 1993-1-8 (CEN, 2005b) com base na rigidez.

Figura 6: Classificação de ligações pelo critério de rigidez segundo o EN 1993-1-8 (CEN, 2005b).



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

Vale ressaltar que a NBR 8800 (ABNT, 2008) adota a classificação da norma europeia EN 1993-1-8 (CEN, 2005b) fundamentada na rigidez.

Já quanto à resistência, o EN 1993-1-8 (CEN, 2005b) apresenta a seguinte classificação:

- Ligações flexíveis: deve ser capaz de transmitir os esforços internos, sem desenvolver momentos significativos que possam afetar adversamente os membros ou a estrutura como um todo. Na prática, ocorre transmissão de força cortante e força normal e a ligação comporta-se praticamente como uma rótula perfeita. Quantitativamente, a ligação é dita flexível se seu momento resistente de cálculo for interior a 0,25 vezes o momento de resistência de cálculo da viga mista, desde que também tenha capacidade de rotação suficiente;
- Ligação de resistência total: aquela cuja resistência é superior à dos elementos estruturais conectados a ela. Como consequência, o ângulo entre os elementos conectados praticamente não se altera e há transferência integral de momento;
- Ligação de resistência parcial: situação intermediária entre a ligação flexível e a de resistência total.

Por fim, embora as recomendações do AISC (2005) e do EN 1993-1-8 (CEN, 2005b) sejam muito utilizadas para classificar ligações, diversos autores apresentam críticas. Dentre eles, destaca-se o trabalho de Kishi *et al.* (1997), o qual realizou ensaios experimentais, em ligações iguais, porém variando o nível de carregamento. Mesmo as ligações sendo idênticas, dependendo da magnitude do carregamento, a classificação se alterava.

Isso é um indício que, em situação de incêndio, a classificação de ligações pode mostrar-se confusa, pois, além da alteração do nível de carregamento, ocorre uma redistribuição dos esforços e uma variação na resistência dos materiais.

2.2 ANÁLISE DE LIGAÇÕES MISTAS

O estudo de ligações é feito mediante o comportamento momento-rotação da ligação ($M-\Phi$), do qual três propriedades fundamentais que caracterizam uma ligação mista podem ser extraídas: a rigidez; o momento resistente; e a capacidade de rotação.

Tratando-se precisamente de ligações mistas, a análise do comportamento da ligação pode ser separada em duas fases:

- Fase elástica: inicia-se com as solicitações na ligação e perdura até o início da fissuração da laje de concreto, as quais se iniciam na região próxima à face do pilar, propagando-se para as extremidades da viga;
- Fase não linear: consiste na etapa em que ocorre o aumento do tamanho e da extensão das fissuras na laje. Nela, também ocorre a plastificação da armadura, de componentes dos perfis e dos elementos da ligação. Além disso,

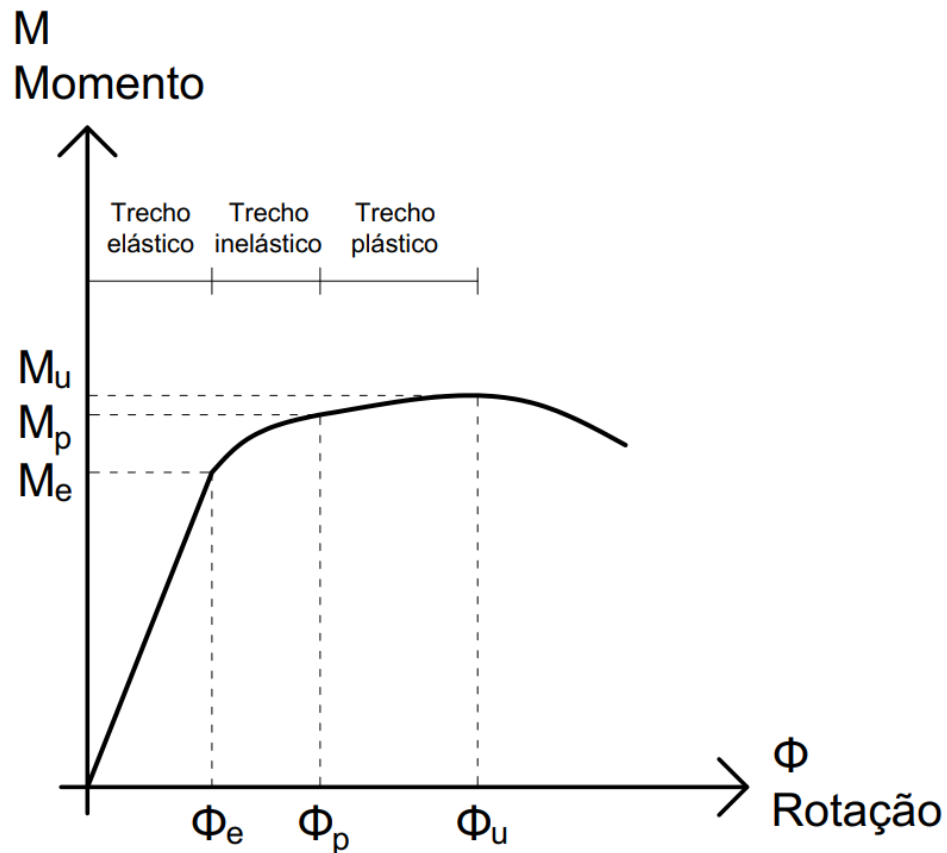
também pode ocorrer deslizamento dos parafusos e dos conectores de cisalhamento na interface aço-concreto.

De forma mais detalhada, o comportamento das curvas $M-\Phi$ é definido por três trechos:

- **Trecho elástico:** subdividido em duas etapas, sendo uma antes da fissuração do concreto e outra após o concreto fissurar:
 - No trecho elástico não fissurado, o concreto ainda não fissurou e o momento crítico (M_{cr}) é limitado pela resistência do concreto à tração. Nessa etapa, tem-se pouca influência dos componentes de aço na região tracionada. Nessa etapa, o centro de rotação da ligação está mais elevado em relação à mesa inferior;
 - No trecho elástico fissurado, inicia-se a fissuração do concreto que reduzem a rigidez da laje e implicam em uma maior contribuição dos elementos de aço na região tracionada;
- **Trecho inelástico:** o concreto está totalmente fissurado e a armadura está sujeita a esforços elevados. A rigidez da ligação diminui ainda mais por conta do escoamento dos componentes de aço, especialmente da armadura. Nessa fase, há uma maior solicitação dos conectores de cisalhamento também, podendo ocorrer escorregamento aço-concreto entre a viga e a laje e também nos parafusos da ligação;
- **Trecho plástico:** caracterizado por deformações plásticas em todos os componentes e a ocorrência de instabilidades locais. Nele, também se atinge o momento último (M_u) e a capacidade de rotação, os quais dependem dos mecanismos de falha. É comum de se observar nessa etapa um leve aumento no momento resistente devido ao encruamento dos elementos de aço, sendo importante mencionar que a falha pode ocorrer na região tracionada ou na comprimida.

A Figura 7 ilustra o comportamento $M-\Phi$ das ligações mistas, expondo a separação deste nos trechos descritos anteriormente.

Figura 7: Comportamento típico da curva M- Φ de ligações mistas.

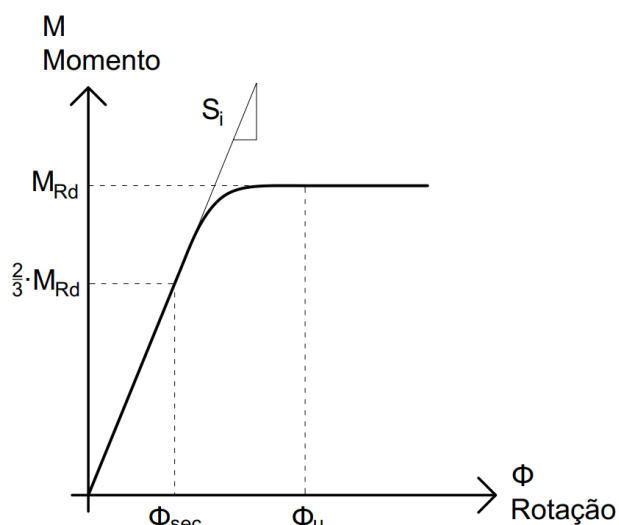


Fonte: Elaborado pelo autor.

Visto isso, a rigidez da ligação é dependente da relação momento-rotação. Nesse contexto, define-se a rigidez tangente como a derivada (taxa de variação instantânea) do momento em relação ao valor da rotação no ponto analisado. Com isso, a rigidez tangente varia ponto a ponto, possuindo um comportamento altamente não linear.

Para tornar a análise de ligações mais factível do ponto de vista de projeto, a norma europeia EN 1993-1-8 (CEN, 2005b) idealiza uma curva momento-rotação não-linear limitada pela capacidade rotacional. Em tal curva, tem-se um primeiro trecho linear que perdura até $2/3$ do momento resistente na ligação. Por sua vez, de $2/3 \cdot M_{Rd}$ até M_{Rd} , a curva M- Φ é não linear. Após o M_{Rd} da ligação ser atingido, a curva torna-se um patamar. A Figura 8 apresenta a curva momento-rotação não-linear idealizada pelo EN 1993-1-8 (CEN, 2005b)

Figura 8: Curva M- Φ idealizada pelo EN 1993-1-8 (CEN, 2005b).



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

Visto isso, define-se como rigidez secante, também chamada de rigidez inicial, o parâmetro utilizado para caracterizar a ligação mista. Ela consiste na relação entre $2/3$ de M_{Rd} e a rotação correspondente. A rigidez inicial é utilizada em análises estruturais elásticas, enquanto o momento resistente e a capacidade de rotação são variáveis empregadas em análises plásticas da estrutura.

Para a previsão do comportamento de ligações metálicas viga-pilar, o Eurocode 3 (CEN, 1992) propõe o Método das Componentes, o qual consiste em determinar o comportamento global da ligação a partir do comportamento individual de suas componentes.

Especificamente, o Método das Componentes discrimina as ligações com base em seus componentes básicos e propõe um modelo de cálculo de resistência para cada um destes componentes. Assim, fundamentando-se nas resistências dos componentes básicos, é possível determinar a força resistente em cada uma das linhas de parafusos. Nesse contexto, a capacidade resistente de cada linha de parafuso equivale ao menor valor de resistência associada aos modos de falha possíveis de ocorrerem (flexão na chapa de topo, flexão na mesa do pilar e tração na alma do pilar e da viga, por exemplo).

Portanto, o Método das Componentes não considera somente as características dos parafusos, mas sim todos os elementos resistentes que interagem na região da ligação, incluindo os aspectos geométricos, uma vez que momento resistente da ligação é determinado por meio do diagrama de forças e, desse modo, considera o centro de rotação.

Os vários componentes que constituem uma ligação possuem modelo constitutivo não-linear e cada componente pode ter limitações que podem ser responsáveis pela falha da ligação como um todo. Aliado a isso, a posição de cada componente também influencia no comportamento global da ligação, uma vez que afeta a distância do componente às zonas de

compressão e tração. O comportamento individual de cada componente é descrito no Eurocode 3 na Parte 1-8 (CEN, 1992), dedicada às ligações em elementos de aço.

O Método das Componentes, independentemente se aplicado em uma ligação metálica ou mista, consiste em uma marcha extensa de cálculo, uma vez que é necessário realizar verificações em todas as componentes que constituem a ligação, bem como avaliar diversas hipóteses, pois a posição da linha neutra plástica influencia no cálculo da resistência e rigidez da ligação. Por esse motivo, para tornar factível a aplicação do método, recomenda-se a programação deste.

Embora seja destinado originalmente para ligações metálicas, na literatura há diversos métodos, adaptados do Método das Componentes do Eurocode 3 (CEN, 1992), destinados à previsão do comportamento de ligações mistas. Dentre eles, destacam-se Ahmed e Nethercot (1997), Nethercot e Choo (1996), Ren e Crisinel (1995), Anderson e Najafi (1994), COST C1 (1996) e SCI/BCSA (1995). Vale ressaltar que o COST C1 (1996) apresenta equações para a verificação de componentes adicionais, em relação ao Eurocode 3 (CEN, 1992), permitindo o cálculo da resistência e rigidez de ligações mistas.

No Brasil, a NBR 8800 (ABNT, 2008), em seu Anexo R, trata sobre ligações mistas, estabelecendo que podem ser considerados três componentes na contribuição da resistência da ligação: a armadura da laje de concreto, os conectores de cisalhamento e a ligação metálica (do perfil de aço). Tratando-se da armadura, podem ser consideradas apenas as barras localizadas na largura efetiva da laje de concreto na região de momento negativo. Ademais, além de estarem contidas dentro da largura efetiva, a NBR 8800 (ABNT, 2008) demanda que as barras de armadura longitudinal estejam a uma distância máxima de $2,5 \cdot b_c$ do eixo do pilar, sendo b_c a largura do pilar na direção transversal às vigas.

2.3 COMPORTAMENTO DAS LIGAÇÕES MISTAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

O programa de pesquisa de incêndio estrutural de Cardington, em 1990, no Reino Unido, juntamente com o colapso induzido por incêndio dos edifícios do World Trade Center, em 11 de setembro de 2001, mudaram o panorama da pesquisa sobre o comportamento estrutural em caso de incêndio. Uma observação importante desses eventos foi o papel das ligações. Elas ditaram o colapso progressivo de estruturas em situação de incêndio e afetaram as interações entre os diferentes elementos estruturais. Além disso, em situação de incêndio, os tipos de esforços internos e suas respectivas magnitudes foram muito diferentes dos observados em temperatura ambiente.

Após os estudos citados, diversas pesquisas investigaram, durante um incêndio, o comportamento de ligações considerando a interação dessas conexões com outros elementos estruturais. Tais estudos têm sido conduzidos tanto experimentalmente, como demonstrado por Liu *et al.* (2002), Ding e Wang (2007), Wang *et al.* (2011) e Lopes *et al.* (2011), quanto numericamente, como evidenciado por Yin e Wang (2004) e Ramli-Sulong (2007). Todos esses estudos têm revelado padrões semelhantes em relação à variação das forças internas das conexões com o aumento da temperatura.

A segurança de um projeto estrutural é verificada, sobretudo, garantindo que cada parte da estrutura tenha resistência suficiente para suportar os esforços internos desenvolvidos como consequência das ações externas que solicitam a estrutural. Tal premissa também se aplica à verificação das ligações em situação de incêndio.

Numa ligação, diversos esforços externos coexistem e variam em função do tempo de exposição ao fogo seguindo padrões complexos. Visto isso, é de fundamental importância conhecer as principais etapas do comportamento de uma ligação em situação de incêndio para, posteriormente, estudá-las (Jafarian e Wang, 2003).

Wang (2002), resume o comportamento de ligações mistas em situação de incêndio, bem como os padrões de variação das forças internas da ligação a temperaturas elevadas na Figura 9. Vale frisar que qualquer ligação pode falhar antes de passar por todos os estágios descritos na Figura 9. De modo geral, uma ligação mista de aço e concreto, em situação de incêndio, está sujeita a três estágios, os quais podem ser descritos por meio das seguintes etapas:

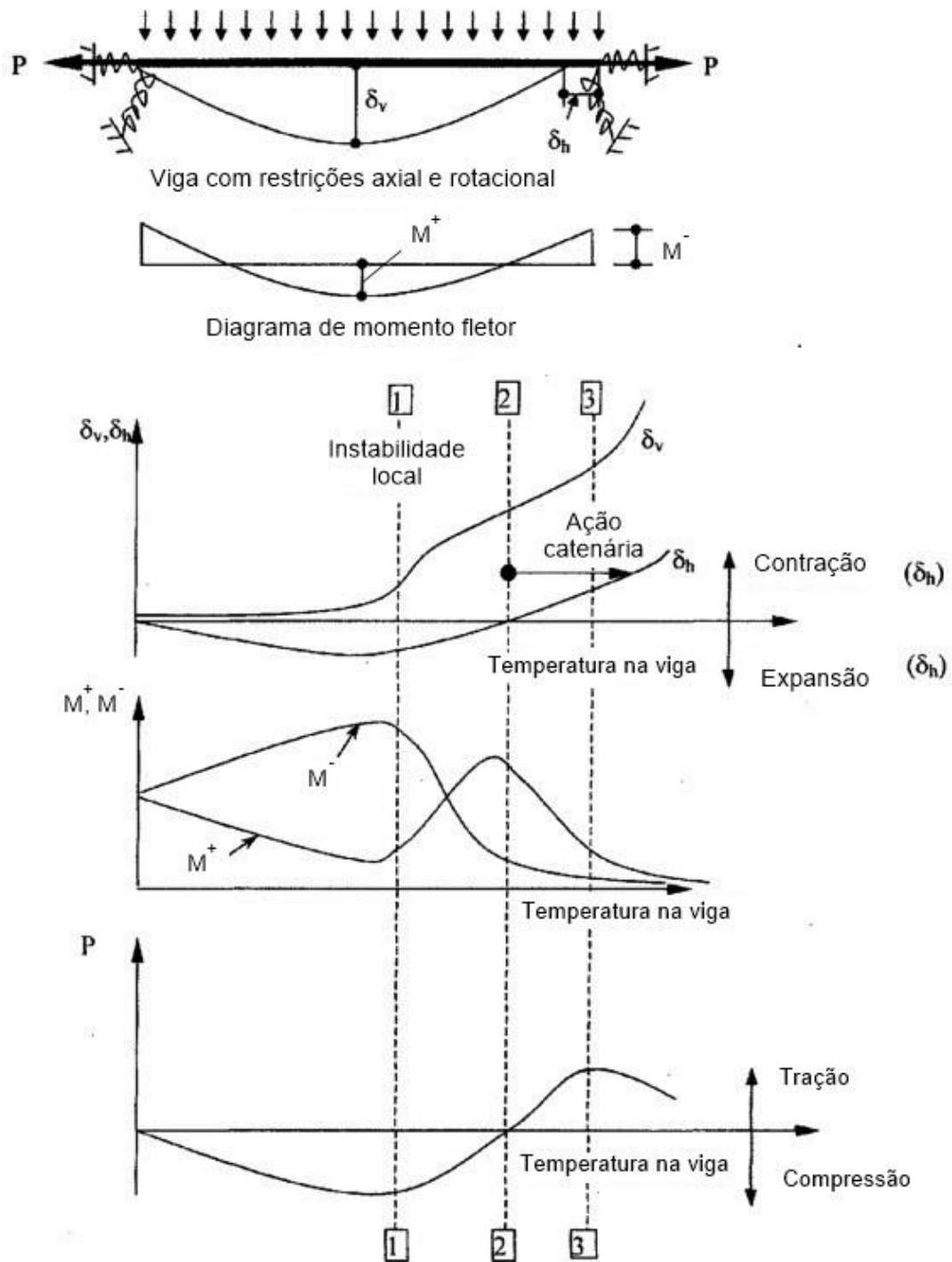
- Devido à exposição ao fogo, a viga conectada possui a tendência de se expandir e gira, por conta do gradiente térmico existente nela. Por conta das restrições rotacionais e axiais impostas pelos pilares e ligações adjacentes, a expansão térmica livre e a rotação da viga não são possíveis. Conseqüentemente, o movimento e a rotação contidos serão, respectivamente, convertidos em força de compressão (P) e momentos negativo (M⁻);
- O momento negativo e a força de compressão na viga aumentarão com o aumento da temperatura até a ocorrência de uma instabilidade local (instabilidade da alma da viga, por exemplo) ou instabilidade global da viga (estágio 1);
- Após a falha temporária da viga, a força de compressão e o momento negativo na viga começam a diminuir enquanto a deflexão vertical (δ_v) da viga acelera. Esse processo perdura até que o encurtamento da viga causado por sua grande deflexão vertical compense seu alongamento térmico. Nesse momento,

tem-se a ocorrência do estágio 2, chamado de estágio de transição. Ele caracteriza-se pelo fato de a força de compressão na viga retornar a zero e o momento negativo retornar ao valor original, isto é, ao valor do momento provocado pelo carregamento de serviço antes do início do incêndio;

- Após o estágio 2, inicia-se a ação catenária na viga, a qual caracteriza-se pelo encurtamento da viga devido à sua grande deflexão vertical (ou seja, δ_v), a qual ultrapassa o seu alongamento térmico. Conseqüentemente e por conta das restrições axiais, uma força de tração se desenvolve na viga. Simultaneamente, os momentos positivo e negativo na viga se reduzem para um valor desprezível devido ao aumento da temperatura combinado com o aumento da força catenária;
- Em seguida, a força de tração catenária na viga continua a aumentar até atingir a resistência à tração da viga em temperaturas elevadas. Durante esta fase do comportamento da viga, os momentos internos da viga são quase nulos.

Além dos estágios citados, tem-se ainda o comportamento da ligação na fase de resfriamento do incêndio, o qual será detalhado com mais detalhes posteriormente. Vale ressaltar que a ligação pode falhar em qualquer um dos estágios citados anteriormente. Ademais, tem-se ainda que, ao longo de todas as etapas anteriores, a força cortante na ligação permanece inalterada.

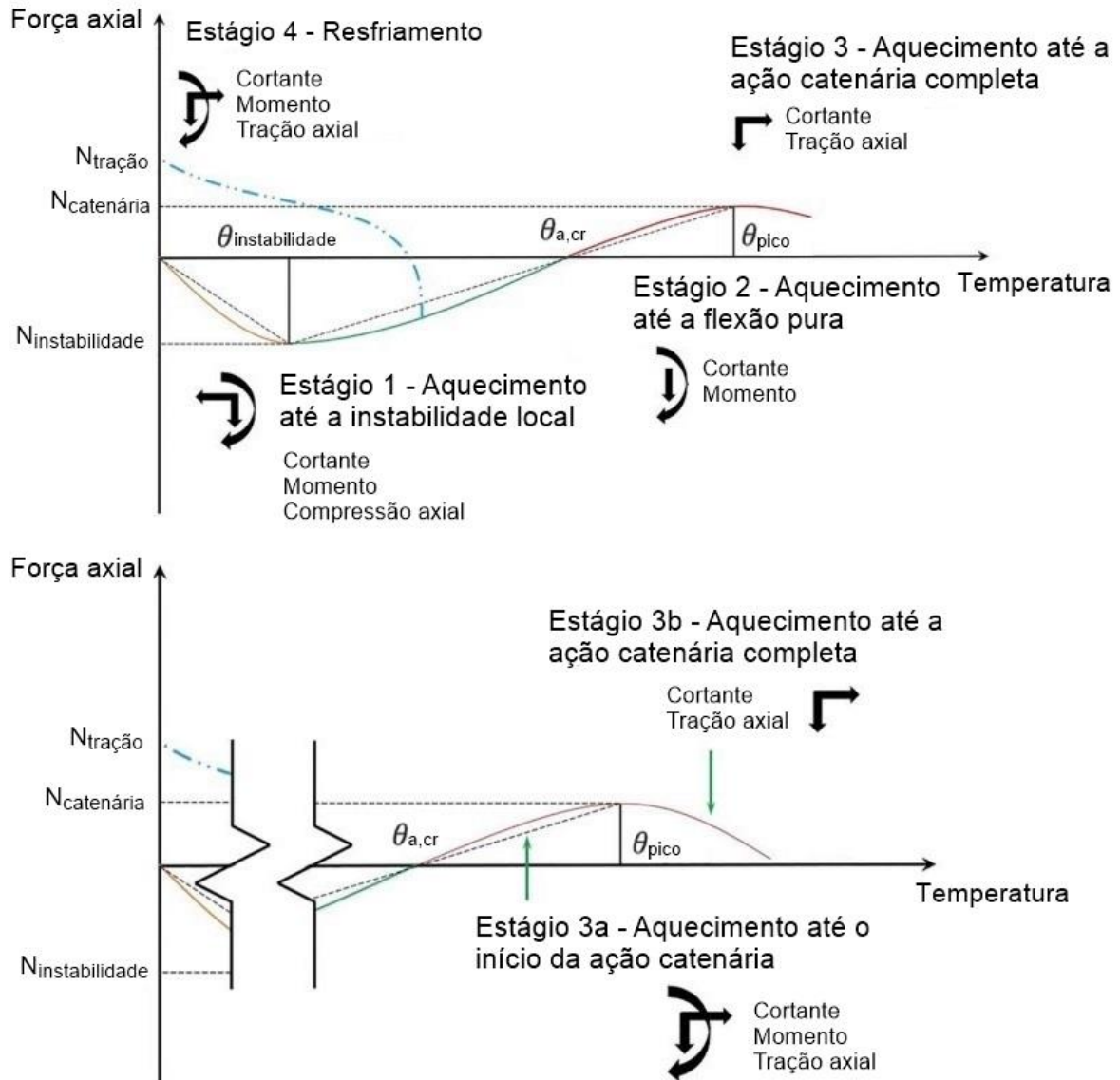
Figura 9: Variações das forças internas e deformações de uma viga com restrições axiais e rotacionais durante um incêndio.



Fonte: Adaptado de Wang (2002).

A Figura 10 complementa o que foi descrito anteriormente e ilustra os principais estágios do comportamento de uma ligação mista em situação de incêndio (incluindo a fase de resfriamento), com os respectivos esforços na ligação a serem quantificados e verificados.

Figura 10: Etapas do comportamento de uma ligação mista em situação de incêndio e os respectivos esforços na ligação a serem quantificados e verificados.



Fonte: Adaptado de Jafarian e Wang (2023).

Segundo Jafarian e Wang (2023), detalhadamente, tem-se que o **Estágio 1** é caracterizado pela ocorrência do máximo esforço de compressão axial na ligação. Nessa etapa, a força de compressão na ligação aumenta devido à dilatação térmica na viga contida até atingir um valor máximo. Na sequência, por conta do aumento da flexibilidade da estrutural em temperatura elevada, o esforço axial diminui até se tornar nulo.

De acordo com Jafarian e Wang (2023), a máxima força de compressão na ligação pode ser calculada por meio da Equação (4):

$$P = K_{eq} \cdot L_v \cdot \alpha \cdot \Delta\theta \quad (4)$$

Em que K_{eq} é a rigidez da restrição, imposta pelos pilares que restringem a dilatação da viga, supondo que a rigidez axial da viga é infinita em comparação com a rigidez lateral da restrição; L_v é o comprimento longitudinal da viga, α é o coeficiente de alongamento térmico de aço e $\Delta\theta$ é o aumento médio de temperatura na viga.

Ainda de acordo com Jafarian e Wang (2023), a força de compressão máxima é alcançada quando a viga falha por flexocompressão, isto é, quando a Equação (5) ocorre.

$$\frac{P_{m\acute{a}x}}{N_{\theta,Rd}} = \frac{M_{\theta,Sd}}{M_{\theta,Rd}} \quad (5)$$

Em que $N_{\theta,Rd}$ é a capacidade resistente à compressão da viga em situação de incêndio; $M_{\theta,Sd}$ é o momento fletor que solicita a viga antes do incêndio; e $M_{\theta,Rd}$ é a capacidade resistente ao momento fletor em situação de incêndio. Os esforços $N_{\theta,Rd}$ e $M_{\theta,Rd}$ podem ser calculados por meio das Equações (6) e (7).

$$N_{\theta,Rd} = \chi \cdot A \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y \quad (6)$$

$$M_{\theta,Rd} = k_{y,\theta} \cdot M_{Rd} \quad (7)$$

Em que χ é o fator de redução associado à instabilidade global; A é a área da seção transversal da viga; $k_{y,\theta}$ é o fator de redução da resistência ao escoamento do aço na temperatura θ ; f_y é a resistência ao escoamento do aço e M_{Rd} é a capacidade resistente ao momento fletor da viga em temperatura ambiente.

Por sua vez, o **Estágio 2** é caracterizado pelo início da ação catenária. Nessa etapa ocorre a transição do esforço axial de compressão na ligação para o início da ação catenária. Nesta fase, o encurtamento da viga causado pela grande deflexão vertical anula a expansão térmica da viga de forma que a força de compressão interna na ligação seja zero e os momentos fletores sejam semelhantes aos da temperatura ambiente. Este é o estágio convencional para o qual os métodos de resistência ao fogo existentes estão disponíveis para verificar a resistência à flexão da viga conectada. Nenhuma análise estrutural adicional é necessária para a ligação. Nesse estágio, considera-se que o momento fletor da ligação (se ela for resistente a momento) é igual ao da temperatura ambiente. Para verificar se a ligação tem capacidade resistente suficiente, é necessário encontrar a temperatura de ligação, a qual equivale a temperatura alcançada quando a viga conectada atinge sua temperatura crítica. De acordo com o EN 1993-1-2 (CEN, 2005), a temperatura crítica pode ser calculada por meio da Equação (8). Porém, é importante salientar que a Equação (8) não pode ser aplicada para seções transversais de classe 4, isto é, aquelas em que ocorrerá flambagem local antes da obtenção da tensão de escoamento em uma ou mais partes da seção transversal.

$$\theta_{cr} = 39,9 \cdot \ln \left[\frac{1}{0,9674 \cdot \mu_0^{3,833}} - 1 \right] + 482 \quad (8)$$

Em que μ_0 é um fator de utilização, calculada por meio da Equação (9).

$$\mu_0 = \frac{E_{fi,d}}{R_{fi,d,0}} \quad (9)$$

Em que $E_{fi,d}$ é o valor da ação solicitante empregada para o dimensionamento em situação de dimensionamento do incêndio, de acordo com a EN 1991-1-2 (CEN, 2002), e $R_{fi,d,0}$ é a correspondente resistência de dimensionamento do elemento de aço, para a situação de dimensionamento do incêndio, no tempo $t = 0$.

Ainda nesse contexto, Usmani *et al.* (2001) recomenda a Equação (10) para o cálculo da deflexão devido ao alongamento da viga nesta etapa (δ).

$$\delta = \frac{2 \cdot L_v}{\pi} \cdot \sqrt{\alpha \cdot \Delta\theta + \frac{\alpha \cdot \Delta\theta^2}{2}} \quad (10)$$

Em que L_v é o comprimento longitudinal da viga, α é o coeficiente de alongamento térmico de aço e $\Delta\theta$ é o aumento médio de temperatura na viga.

Já o **Estágio 3** é caracterizado pela ocorrência da força catenária máxima na ligação. Durante a fase de ação catenária da viga, a força catenária aumenta com a temperatura até atingir a capacidade resistente à tração da seção transversal da viga. Quando isso ocorre, os momentos fletores na viga diminuem a um nível desprezível e a viga pode ser considerada em ação catenária pura. No entanto, a viga deve ser capaz de transitar com sucesso do estágio de flexão pura para o estágio de ação catenária pura durante o qual há coexistência de momento fletor (se a ligação for resistente ao momento), força de cisalhamento e tração axial na conexão. O estágio de ação catenária pode ser importante para ajudar a estrutura a resistir ao colapso desproporcional. No entanto, deve-se considerar que durante todo o estágio de ação da catenária, a estrutura está operando no limite de sua resistência à força. Quanto tempo a estrutura pode sobreviver dependerá se a ligação pode permitir que a viga conectada desenvolva a ação catenária necessária quando atingir sua capacidade de rotação. Para verificar a resistência da ligação, é necessário calcular a demanda de rotação nas ligações. Para que uma ligação consiga atingir esse estágio, é necessário que ela possua uma elevada capacidade de rotação. Porém, para avaliar a demanda de rotação, é necessário conhecer a deflexão máxima da viga. De acordo com Jafarian e Wang (2003), isso pode ser verificado com base na Equação (11).

$$N \cdot \delta = M_E - (M^+ + M^-) \quad (11)$$

Em que N é a carga axial de tração na viga; δ é a deflexão total máxima da viga, isto é, a soma da deflexão devido à variação térmica com a deflexão decorrente dos carregamentos; M_E é o momento fletor externo total aplicado na viga sob apoios nas extremidades; M^+ é a capacidade resistente ao momento fletor positivo no meio do vão; e M^- é a capacidade resistente ao momento fletor negativo na ligação.

Ademais, para calcular a temperatura da força catenária de pico (θ_{pico}), Jafarian e Wang (2023) recomenda a Equação (12). Tal equação assume que

$$\theta_{\text{pico}} = \frac{\theta_{a,cr} + 900}{2} \quad (12)$$

Em que $\theta_{a,cr}$ é a temperatura crítica da viga.

Por fim, a deflexão da viga no início da ação catenária total (no máximo da força de tração) é dada pela Equação (13).

$$\delta' = \frac{M_E}{N_c} \quad (13)$$

Em que δ' é a deflexão da viga no início da ação catenária e N_c é a resistência à tração da seção transversal da viga para a temperatura θ_{pico} .

A deflexão da viga antes de atingir o estágio de ação catenária total pode ser considerada linear entre o pico de força de compressão e o pico de força catenária. Antes de atingir a força de compressão máxima, a deflexão da viga pode ser considerada igual à temperatura ambiente ou desprezada devido ao seu pequeno valor. Assumindo um perfil de deflexão parabólico para a viga, a rotação máxima da viga na conexão (portanto, a demanda de rotação para a conexão) pode ser calculada pela Equação (14).

$$\varphi = \tan^{-1} \left(\frac{4\delta}{L_v} \right) \quad (14)$$

Por fim, o **Estágio 4** é caracterizado pelo resfriamento até a temperatura ambiente. Faz-se importante analisar o resfriamento, uma vez que, nessa etapa, elevadas forças de tração são geradas, podendo causar a falha da ligação. Uma conexão pode falhar durante o estágio de resfriamento quando grandes forças de tração são geradas. Quanto mais tarde o resfriamento começar, maior será a força de tração residual na conexão. A falha de conexão durante a etapa de resfriamento geralmente é local, concentrada no componente sob maior carga. Tal falha que ocorre quando a estrutura global está recuperando sua resistência

durante a fase de resfriamento, tem uma consequência muito menor do que o colapso desproporcional da estrutura global durante a fase de aquecimento. Portanto, não é necessário verificar explicitamente o efeito do resfriamento no comportamento da conexão durante o estágio de ação da catenária. Portanto, a situação crítica é quando o resfriamento da conexão começa a partir do estágio de flexão pura da viga conectada.

O Quadro 2 resume os principais esforços internos na ligação e verificações de projeto necessárias em cada estágio.

Quadro 2: Principais esforços internos na ligação e verificações de projeto necessárias em cada estágio.

Estágio	Esforço interna na conexão	Verificações de projeto necessárias
Estágio 1 (expansão térmica)	Força máxima de compressão	Resistência ao cisalhamento
Estágio 2 (flexão pura)	Momento fletor	Capacidade de momento da conexão resistente ao momento
Estágio 3 (ação catenária)	Tração e momento fletor (se a conexão possuir capacidade resistente ao momento fletor)	Resistência à tração e flexão para a máxima capacidade de rotação da ligação
Estágio 4 (resfriamento)	Força de tração residual à temperatura ambiente	Resistência à tração à temperatura ambiente

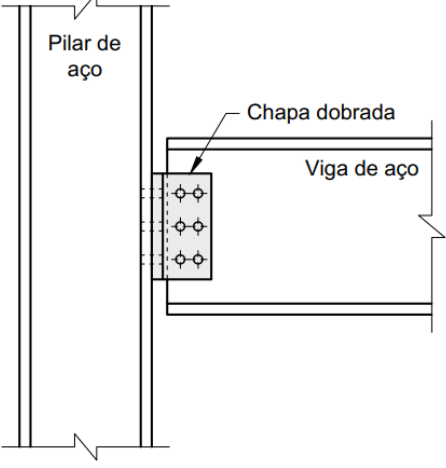
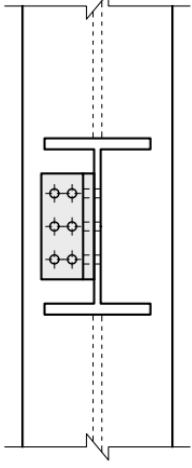
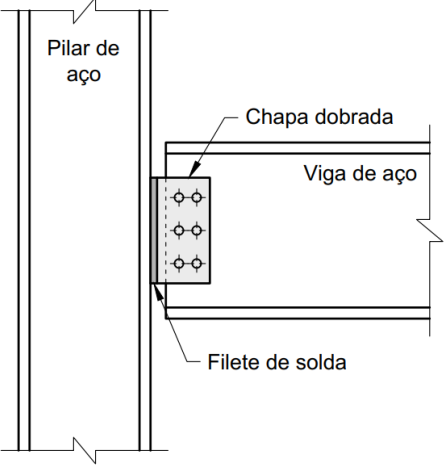
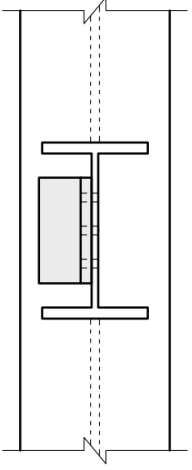
Fonte: Adaptado de Jafarian e Wang (2023).

2.4 TIPOS DE LIGAÇÕES ABORDADAS NESSE TRABALHO

No levantamento dos tipos de ligações, foi observado uma grande divergência entre as nomenclaturas. O Quadro 3 apresenta as principais tipologias de ligações metálicas, bem como as respectivas nomenclaturas em português, em inglês e sua classificação de acordo com o AISC (1989).

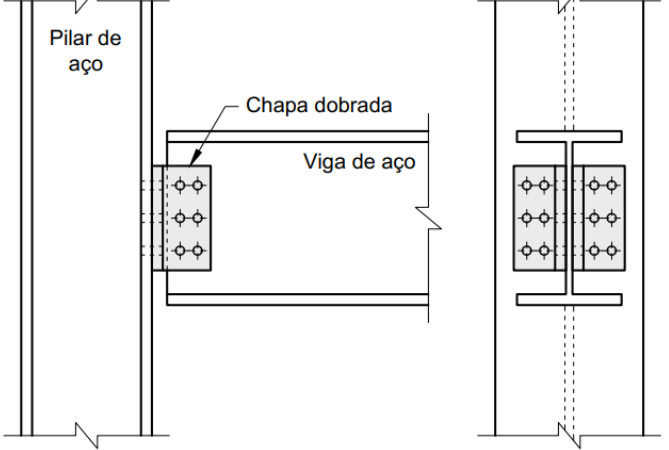
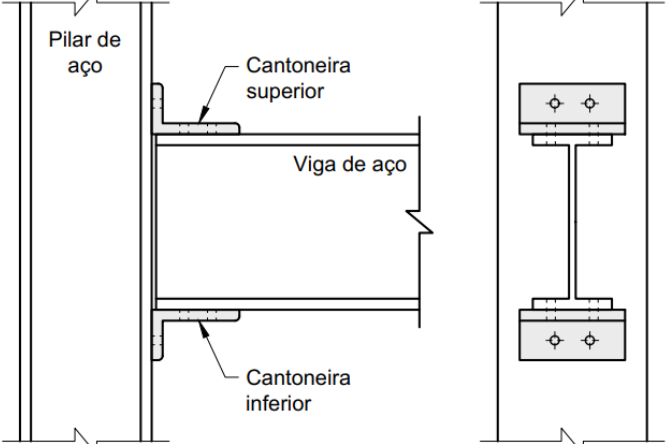
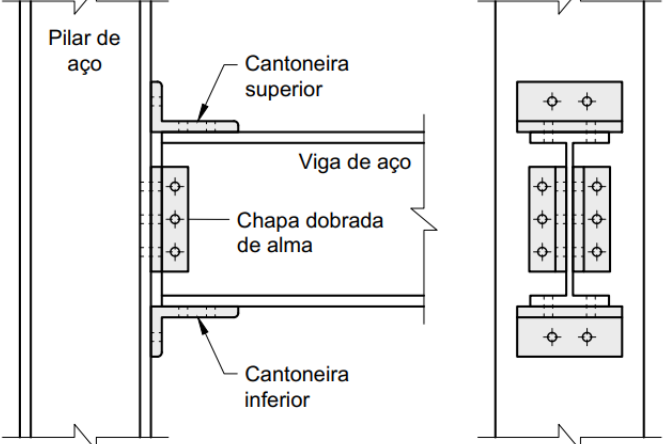
Quadro 3: Nomenclatura, classificação e esquema dos principais tipos de ligações metálicas.

(continua)

Nomenclatura e classificação	Esquema da ligação	
<p>Ligação com cantoneira de alma (<i>Single web-angle connection</i>)</p> <p>Classificação: flexível.</p>	 <p>Pilar de aço</p> <p>Chapa dobrada</p> <p>Viga de aço</p>	
<p>Ligação com cantoneira de alma soldada (<i>Single plate connection</i>)</p> <p>Classificação: flexível.</p>	 <p>Pilar de aço</p> <p>Chapa dobrada</p> <p>Viga de aço</p> <p>Filete de solda</p>	

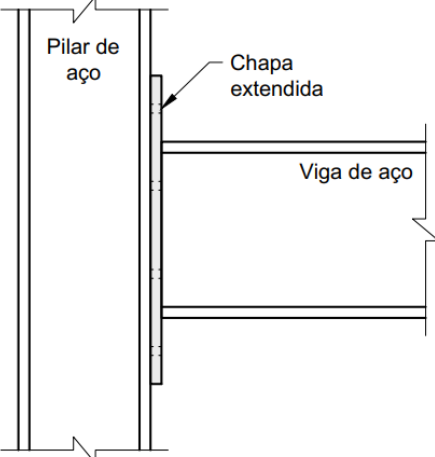
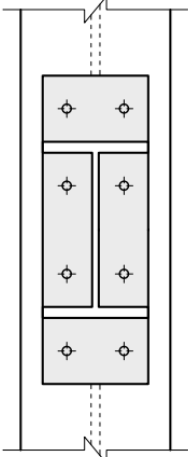
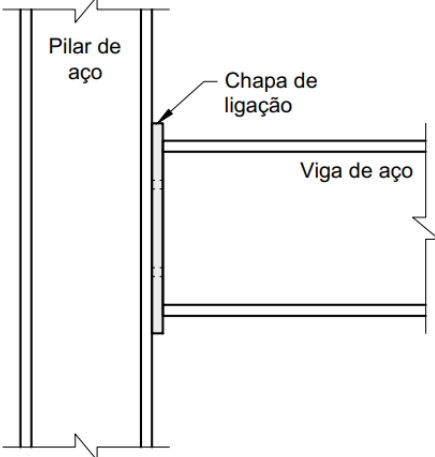
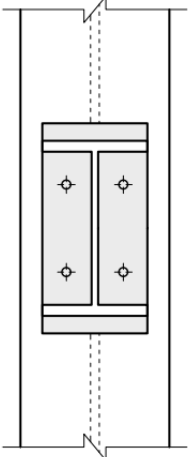
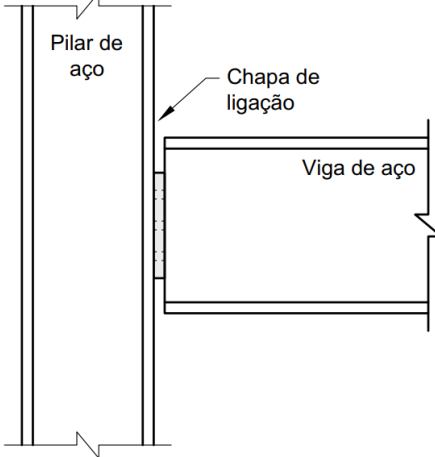
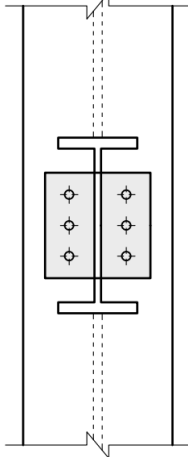
Quadro 3: Nomenclatura, classificação e esquema dos principais tipos de ligações metálicas.

(continuação)

Nomenclatura e classificação	Esquema da ligação	
<p>Ligação com dupla cantoneira de alma (<i>Double web-angle connection</i>)</p> <p>Classificação: flexível.</p>		
<p>Ligação com cantoneiras de topo e de assento (<i>Top and seat-angle connection</i>)</p> <p>Classificação: semirrígida.</p>		
<p>Ligação com cantoneiras de topo e de assento e dupla cantoneira de alma (<i>Top and seat with double web-angle connection</i>)</p> <p>Classificação: rígida.</p>		

Quadro 3: Nomenclatura, classificação e esquema dos principais tipos de ligações metálicas.

(conclusão)

Nomenclatura e classificação	Esquema da ligação	
<p>Ligação com chapa de topo estendida (<i>Extended end-plate connection</i>)</p> <p>Classificação: rígida.</p>		
<p>Ligação com placas de extremidade não estendidas (<i>Flush end-plate connection</i>)</p> <p>Classificação: flexível.</p>		
<p>Ligação com chapa soldada à alma da viga (<i>Header plate connection</i>)</p> <p>Classificação: flexível.</p>		

Fonte: Elaborado pelo autor.

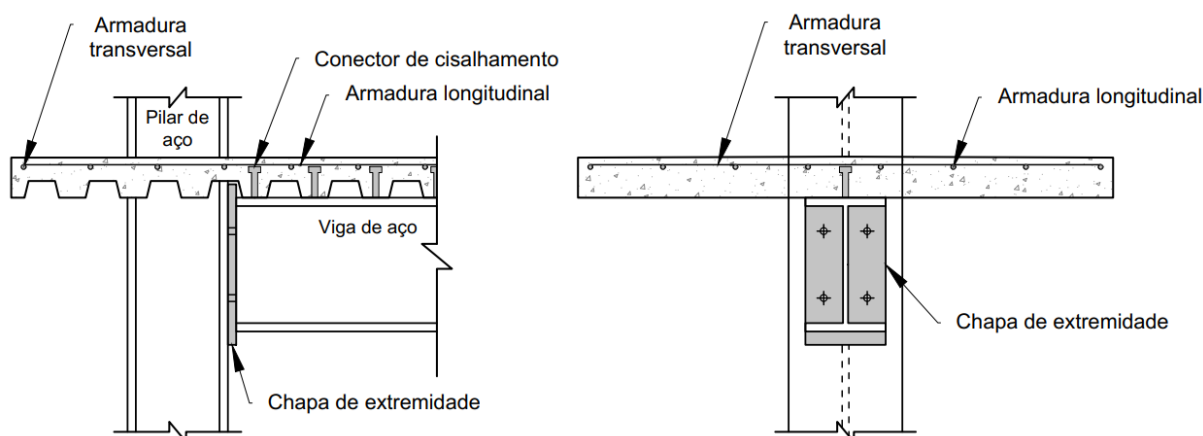
As ligações apresentadas no Quadro 3 são a base para formar as ligações mistas, quando associadas a diferentes tipos de lajes de concreto. No presente trabalho, foram estudadas ligações viga-pilar, mistas de aço e concreto, com chapa de extremidade não

estendida; ligações mistas viga-pilar com dupla cantoneira de alma; e ligações mistas viga-viga com chapa de alma. Elas estão apresentadas e discutidas em detalhes nas seções 2.4.1 a 2.4.3, respectivamente. Tais ligações foram escolhidas a fim de contemplar ligações viga-pilar com diferentes meios de conexão. A primeira utiliza soldas e parafusos, além de conectar toda a seção transversal da viga na chapa. Por sua vez, a segunda conecta à viga no pilar somente pela alma. Por fim, optou-se ainda por estudar uma ligação viga-viga, uma vez que há uma grande carência de estudos nessa área, conforme demonstrado no Capítulo 3 do presente trabalho.

2.4.1 **LIGAÇÕES VIGA-PILAR, MISTAS DE AÇO E CONCRETO, COM CHAPA DE EXTREMIDADE**

Nesse trabalho, uma das concepções de conexão viga-pilar estudada foi a ligação viga-pilar, mista de aço e concreto, com chapa de extremidade não estendida. A Figura 11 apresenta um esquema da configuração dessa ligação.

Figura 11: Ligação viga-pilar, mista de aço e concreto, com chapa de extremidade não estendida.



Fonte: Elaborado pelo autor.

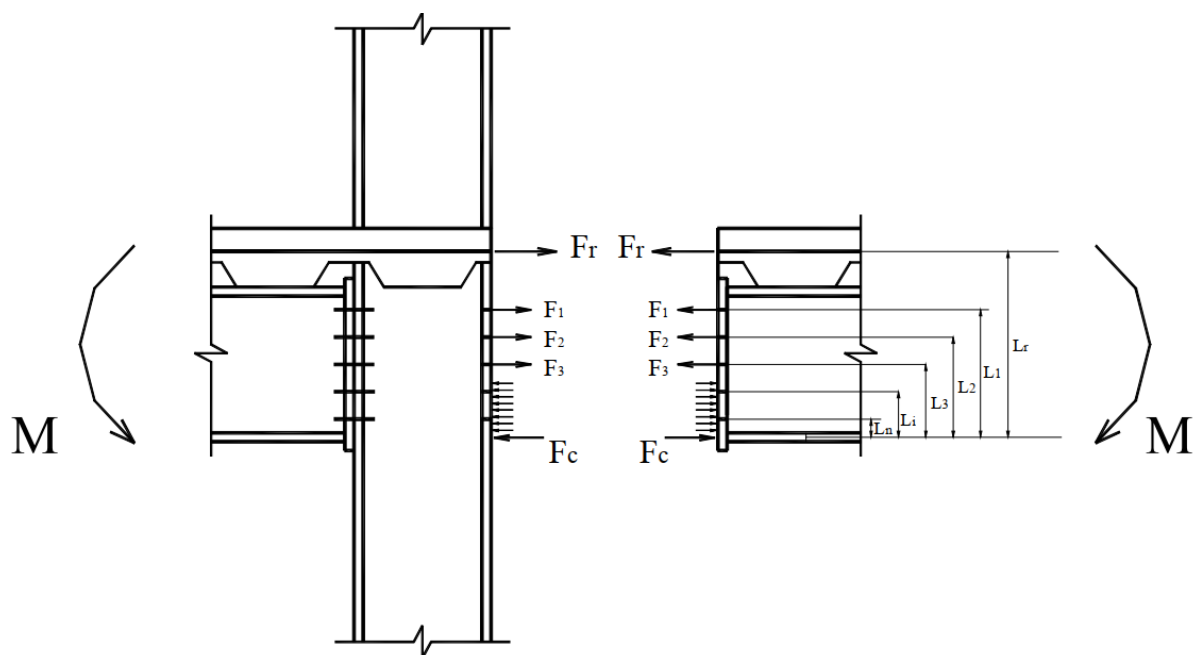
Conforme destacado anteriormente, o Método das Componentes (CEN, 1992), estabelece que o comportamento da ligação depende do comportamento individual de suas componentes. Numa ligação com chapa de extremidade não estendida, sujeita à momento negativo, os componentes básicos que podem contribuir para a resistência da ligação são (FIGUEIREDO, 2004):

- Mesa do pilar sob flexão;
- Chapa de extremidade sob flexão;
- Chapa de extremidade sob cisalhamento;
- Alma do pilar sob cisalhamento;

- Mesa ou alma da viga sob compressão;
- Alma do pilar sob tração transversal;
- Alma da viga sob tração;
- Parafusos sob tração;
- Armadura tracionada;
- Conectores sob cisalhamento;
- Laje sob compressão.

Adaptando o exposto pela NBR 8800 (ABNT, 2008) acerca das ligações mistas, numa ligação, mista de aço e concreto, com chapa de extremidade não estendida, os componentes que contribuem para a resistência e rigidez da ligação são a armadura longitudinal, os conectores de cisalhamento, os parafusos da ligação e a região comprimida na parte inferior da ligação (FIGUEIREDO, 2004). A Figura 12 apresenta as principais forças internas em uma ligação com chapa de extremidade sob carregamento simétrico.

Figura 12: Principais forças internas em uma ligação com chapa de extremidade sob carregamento simétrico.



Fonte: Adaptado de Figueiredo (2004).

Para calcular o momento resistente da ligação mista, os princípios admitidos são que as forças internas estão em equilíbrio com as forças aplicadas ao nó; a resistência individual de cada componente não é excedida; a capacidade de deformação de cada componente não é excedida.

Na literatura, os métodos analíticos que permitem calcular a resistência e a rigidez de ligações mistas viga-pilar com chapa de extremidade são o de Li *et al.* (1996), Ahmed e Nethercot (1997) e Figueiredo (2004).

Nas ligações viga-pilar, mista de aço e concreto, com chapa de extremidade não estendida, segundo Figueiredo (2004), o parâmetro que exerce maior influência na rigidez e resistência das ligações são o tamanho, a espessura e a posição da chapa de extremidade, uma vez que o comportamento à flexão deste componente está associado diretamente com o comportamento global da ligação. Por esse motivo, Baião Filho e Silva (2018) recomendam que a espessura da chapa de extremidade seja, no mínimo, igual a espessura da mesa do pilar.

Nesse tipo de ligação, Conceição (2011) verificou que forças normais de compressão possuem relação direta com a resistência a momento da ligação mista até um dado limite. Além disso, Conceição (2011) observou que o cobrimento de concreto da chapa de extremidade influencia significativamente na resistência a momento da ligação, seja por permitir a mobilização de uma quantidade maior de armaduras nos mecanismos horizontais, seja por aumentar o braço de alavanca das forças resistentes do mecanismo vertical.

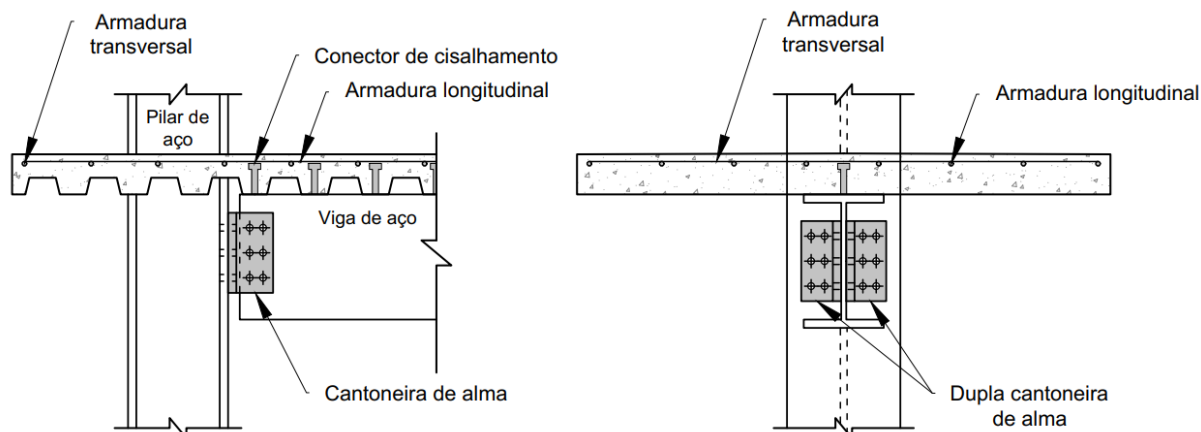
Já Kataoka (2011) observou que a taxa de armadura da laje não influenciou significativamente no comportamento da ligação mista. Por sua vez, o diâmetro dos parafusos e a altura da laje demonstraram uma relação direta com a rigidez das ligações até certos limites.

Na literatura técnica e científica, há diversas pesquisas sobre o comportamento dessa ligação. Porém, ainda restam lacunas sobre o seu comportamento, sobretudo em situação de incêndio. A seção 3.2 do presente trabalho lista as pesquisas do tema e ressalta as lacunas do conhecimento existentes.

2.4.2 LIGAÇÕES VIGA-PILAR, MISTAS DE AÇO E CONCRETO, COM DUPLA CANTONEIRA DE ALMA

A outra concepção de conexão viga-pilar estudada nesse trabalho foi a ligação viga-pilar, mista de aço e concreto, com dupla cantoneira de alma (vide Figura 13).

Figura 13: Ligação viga-pilar, mista de aço e concreto, com dupla cantoneira de alma.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Numa ligação com dupla cantoneira de alma, os componentes básicos que podem contribuir para a resistência da ligação são:

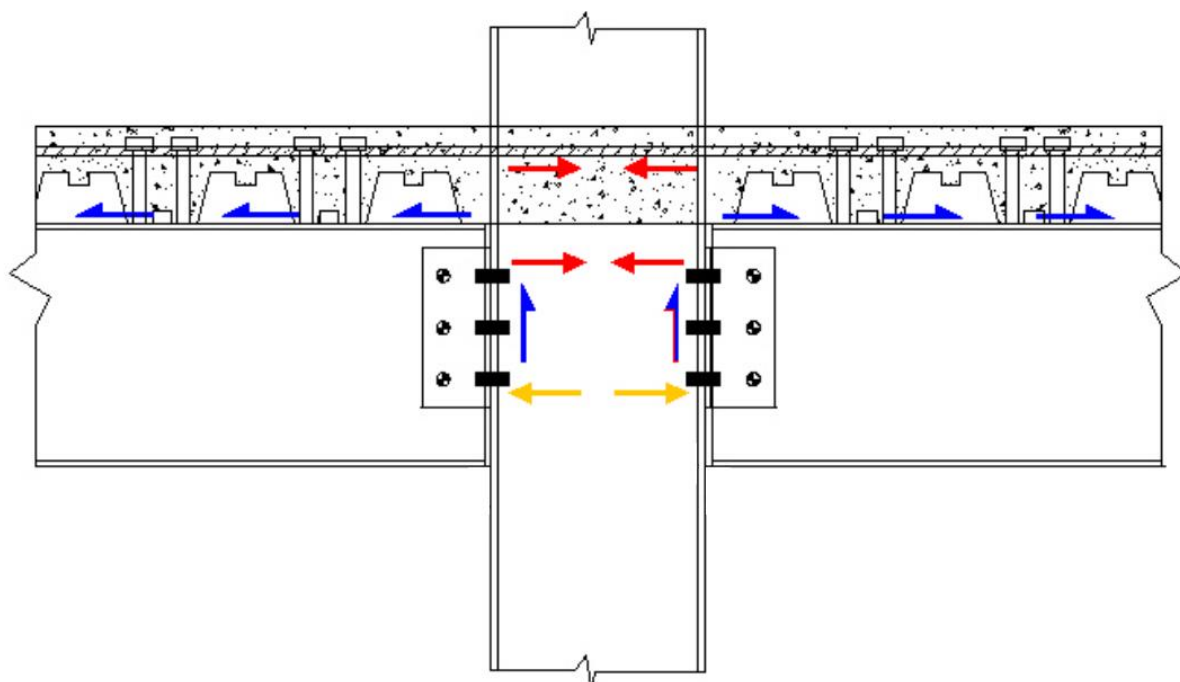
- Mesa do pilar sob flexão;
- Dupla cantoneira de alma sob flexão;
- Dupla cantoneira de alma sob cisalhamento;
- Alma do pilar sob cisalhamento;
- Mesa ou alma da viga sob compressão;
- Alma do pilar sob tração transversal;
- Alma da viga sob tração;
- Parafusos sob tração;
- Armadura comprimida;
- Conectores sob cisalhamento;
- Laje sob compressão.

Nessas ligações, Baião Filho e Silva (2018) recomendam os seguintes cuidados:

- o comprimento da cantoneira deve ser igual ou superior à metade da altura da seção;
- a distância do furo superior até a face superior da viga deve ser igual ou inferior à distância do furo inferior até a face inferior da viga;
- a distância entre a extremidade da viga apoiada e a face externa das cantoneiras é de 10 mm.

Nas ligações viga-pilar, mistas de aço e concreto, com dupla cantoneira de alma, são a armadura longitudinal, os conectores de cisalhamento e o binário de forças na cantoneira que contribuem para a resistência e rigidez (PIRES, 2003). A Figura 14 esquematiza a transferência de esforços entre os elementos da ligação mista viga-pilar com dupla cantoneira de alma. Na Figura 14, os esforços em azul são de cisalhamento; em vermelho de compressão; e em amarelo de tração.

Figura 14: Transferência de esforços entre os elementos da ligação mista.



Fonte: Adaptado de Pires (2003).

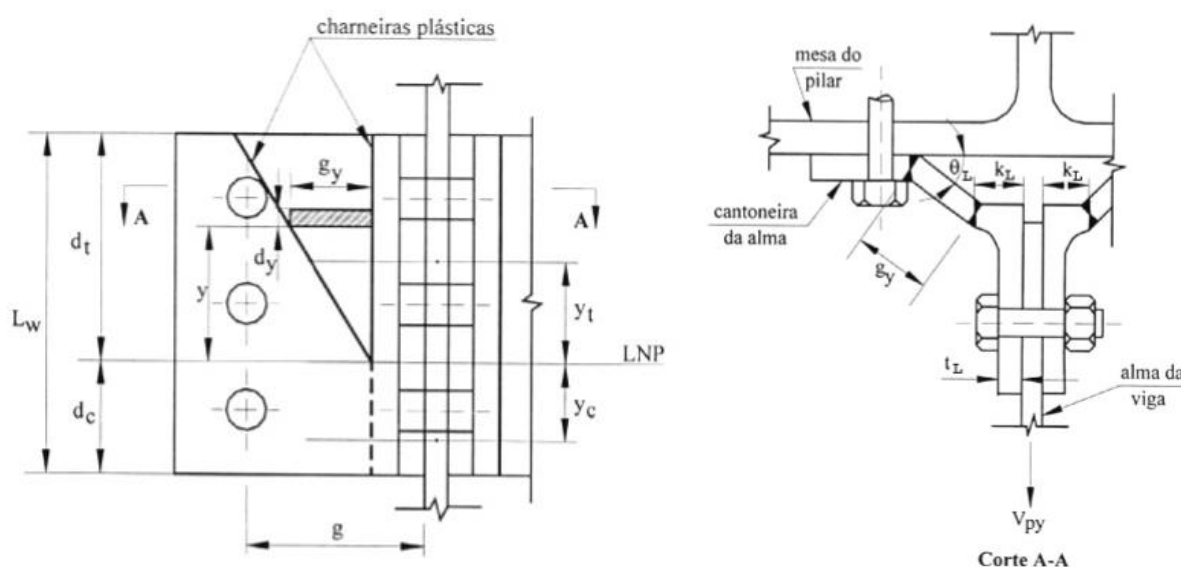
Nesse tipo de ligação, são consideradas duas cantoneiras na alma da viga com ligação mista, parafusadas no elemento suporte, podendo ser soldadas ou parafusadas na viga a ser suportada. Nessa concepção, as cantoneiras são responsáveis por resistirem à toda força cortante e contribuem para a resistência à flexão juntamente com os demais componentes (PIRES, 2003).

Ademais, na concepção da ligação idealiza-se que as linhas neutras plástica e elástica da ligação mista estejam situadas nas cantoneiras da alma, a fim de que o esforço resultante no par de cantoneiras seja apenas um momento fletor, com tração acima da linha neutra, e compressão abaixo. Se essa situação não ocorre, a região da mesa inferior torna-se sujeita a elevados esforços, podendo ocasionar instabilidades na viga (QUEIROZ *et al.*, 2001; CHEN e LUI, 1991). A concepção dessa ligação também acarreta em elevados esforços de tração na armadura bem como elevada fissuração no concreto na região da ligação. Por esse motivo, Leon *et al.* (1996) e o SCI (1998) recomendam a utilização de barras com diâmetro mínimo de 12,5 mm para evitar a ocorrência de um efeito denominado “*tension stiffening*”, o qual é

caracterizado pela ocorrência de fissuras que reduzem a carga nas barras de armadura e consequentemente reduz as deformações axiais delas, provocando o escoamento das barras.

Quando a linha neutra plástica passa pelas cantoneiras, o mecanismo de falha preponderante nas ligações é a falha das cantoneiras pela formação de charneiras plásticas. (Queiroz, 2001; Chen e Lui, 1991). A Figura 15 ilustra as charneiras plásticas em cantoneiras de alma.

Figura 15: Formação de charneiras plásticas nas cantoneiras da alma.



Fonte: Adaptado de Pires (2003).

Quanto ao comportamento da ligação viga-pilar, mista de aço e concreto, com dupla cantoneira de alma, vale ressaltar que, por conta da grande capacidade de deformação das cantoneiras de alma, tal ligação possui uma elevada rotação última. Na literatura, os métodos analíticos que permitem calcular a resistência e a rigidez de ligações mistas viga-pilar com dupla cantoneira de alma são o de Leon *et al.* (1996) e Pires (2003).

As cantoneiras da alma, devido à sua grande capacidade de deformação, não reduzem a capacidade de rotação da ligação mista, acompanhando apenas a rotação imposta pelos demais componentes.

Nas ligações viga-pilar, mistas de aço e concreto, com dupla cantoneira de alma, Pires (2003) e Campelo (2018) verificaram que a contribuição das cantoneiras da alma na resistência da ligação mista a momento fletor não é significativa (inferior a 10% no exemplo estudado). Tristão (2006) verificou que, nas ligações com enrijecedor de alma do pilar, a aplicação da força de compressão no pilar reduziu a rigidez inicial em 11%, mostrando que a influência da força de compressão para a rigidez inicial foi muito maior para as ligações sem enrijecedor do que com enrijecedor na alma. Bessa (2009) observou que o acréscimo da taxa

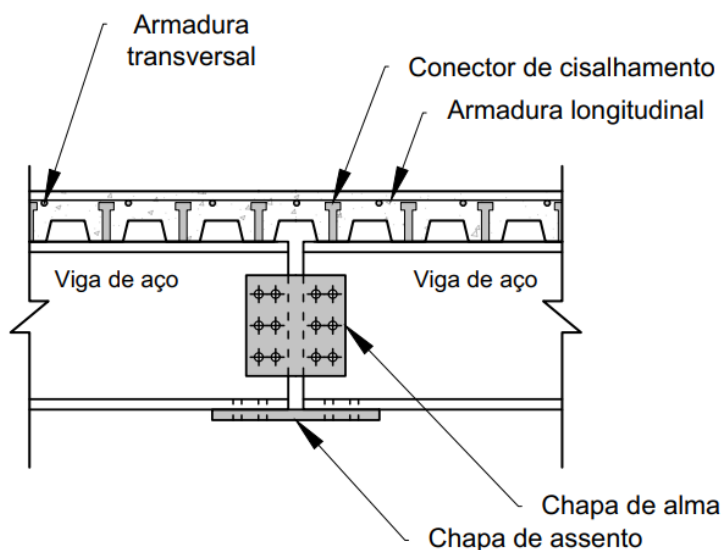
de armadura secundária da viga mista (de 0,2% para 1%) mostrou-se eficiente na restrição da abertura de fissuras da laje na região próxima da ligação. Porém não se notou variações significativas na rigidez e resistência das ligações.

Além disso, não foram encontradas pesquisas que tratam sobre ligações viga-pilar, mistas de aço e concreto, com apenas a dupla cantoneira de alma. todos os trabalhos similares encontrados consideram também a presença de cantoneiras de assento. Em situação de incêndio, há uma carência de trabalhos para ambas as configurações.

2.4.3 LIGAÇÕES VIGA-VIGA, MISTAS DE AÇO E CONCRETO, COM CHAPA DE ALMA E DE ASSENTO

Por fim, a terceira e última ligação objeto de estudo deste trabalho é a ligação viga-viga, mista de aço e concreto, com chapa de alma e de assento, exposta na Figura 16. Tal concepção é empregada para unir vigas em um mesmo alinhamento.

Figura 16: Ligação viga-viga, mista de aço e concreto, com chapa de alma e de assento.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Na literatura, tampouco em normas técnicas, não foram identificados documentos que tratem sobre esse tipo de ligação, tanto em temperatura ambiente quanto em situação de incêndio.

Considerando a premissa da NBR 8800 (ABNT, 2008) e do Eurocode 3 (CEN, 1992), de que em ligações mistas os três componentes na contribuição da resistência da ligação são a armadura da laje de concreto, os conectores de cisalhamento e a ligação metálica, nessa concepção idealiza-se forças de tração na chapa de assento e nas linhas inferior de parafusos; forças de compressão na nas linhas superiores de parafusos, na laje de concreto e na armadura longitudinal negativa; e forças de cisalhamento na chapa e alma e nos conectores.

3. ESTADO DA ARTE

Neste capítulo, a fim de delinear o estado da arte sobre o tema e contribuir para o avanço das pesquisas na área a partir da identificação das principais lacunas do conhecimento existentes, conduziu-se uma análise bibliométrica e posterior revisão sistemática da literatura acerca das pesquisas sobre ligações mistas de aço e concreto em situação de incêndio.

3.1 ANÁLISE BIBLIOMÉTRICA

A revisão sistemática teve o objetivo de encontrar artigos da literatura científica internacional que tratassem sobre ligações mistas de aço em situação de incêndio. Em maio/2021, foi realizada uma busca por artigos publicados a partir do ano de 1900 nas bases de dados *Web of Science* (WoS) e *Scopus*, utilizando as seguintes *strings* de busca:

- Web of Science: “(steel* AND concrete AND composite*) AND (fire OR temperature) AND (joint* OR connection*) and (beam* OR column*)”;
- Scopus: “TITLE-ABS-KEY ("steel*") AND TITLE-ABS-KEY ("concrete") AND TITLE-ABS-KEY ("composite*") AND TITLE-ABS-KEY ("fire" OR "temperature*") AND TITLE-ABS-KEY ("joint*" OR "connection*") AND TITLE-ABS-KEY ("beam*" OR "column*") AND DOCTYPE (ar) AND PUBYEAR > 1900”.

Uma nova busca foi realizada em maio/2023 seguindo o mesmo protocolo de revisão, com o objetivo de atualizar a análise. Dessa forma, foram incluídos na revisão artigos mais recentes não contemplados na busca anterior.

Vale ressaltar que:

- O operador "AND" significa "e" e determina que os dois termos separados por ele devam constar no título e/ou no resumo e/ou nas palavras-chaves do artigo;
- O operador "OR" significa "ou" e determina que ao menos um dos termos separados por ele devam constar no título e/ou no resumo e/ou nas palavras-chaves do artigo;
- O caractere "*" tem a função de localizar os termos quando estes estão inseridos em um substantivo composto – “aço-concreto”, por exemplo.

Em todas as *strings*, os documentos encontrados foram exportados para um arquivo com extensão “.bib” e dois arquivos foram gerados, um para cada base. Na sequência, eles foram importados para o R Studio e combinados, excluindo as repetições, utilizando a ferramenta “mergeDbSources” do pacote Bibliometrix do R (ARIA; CUCCURULLO, 2017).

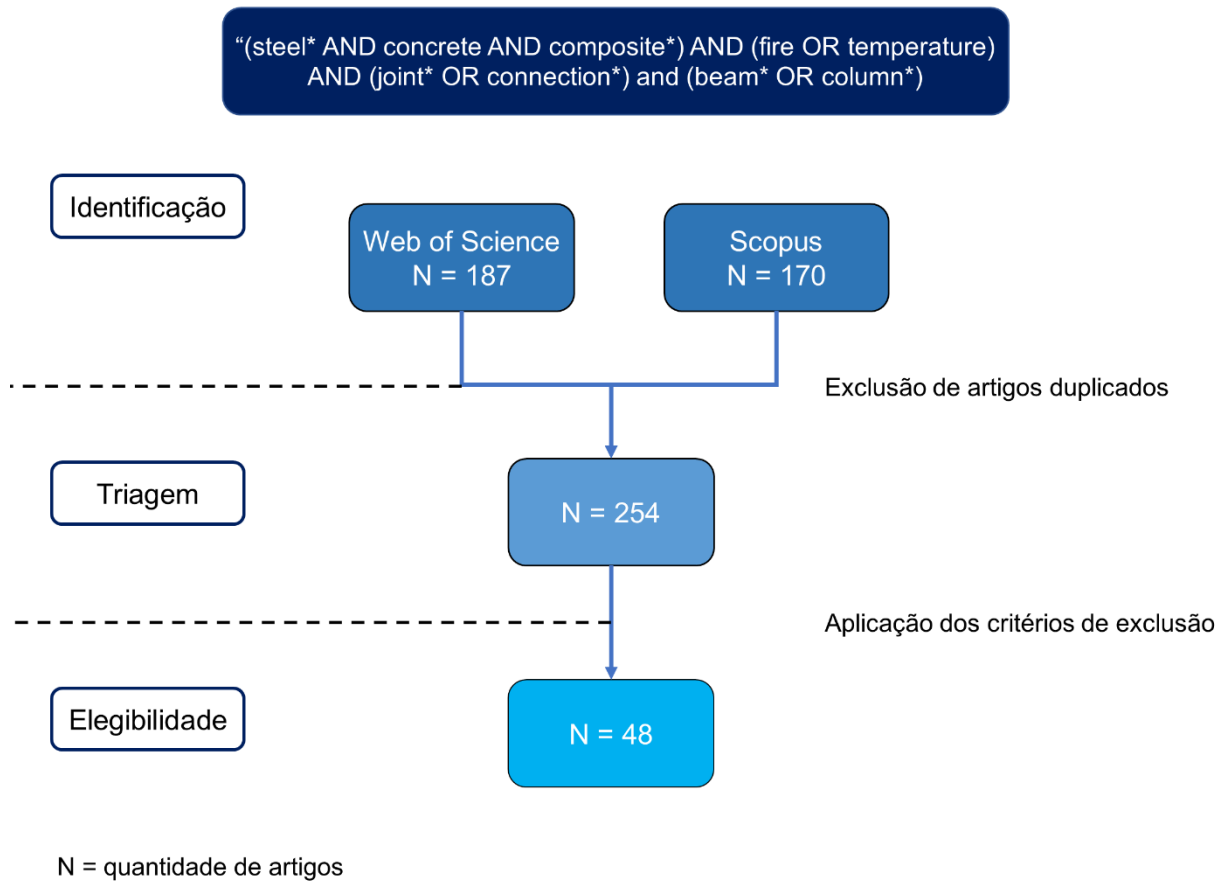
Inicialmente, a busca resultou em 187 artigos na base *Web of Science* e 170 artigos na Scopus. Destes, 103 eram repetidos e, com isso, no total foram selecionados 254 artigos diferentes.

Na sequência, foi realizado uma triagem dos artigos por meio de sua leitura. Com isso, foram descartados mais 206 artigos. Os principais motivos de rejeição foram:

- Trabalhos versando sobre conectores de cisalhamento que utilizaram o termo “*connection*” para se referir a tais elementos;
- Trabalhos que estudaram outros tipos de materiais compósitos;
- Trabalhos que não são em situação de incêndio;
- Trabalhos que tratam de ações sísmicas e/ou explosões, sem o enfoque na variável “incêndio”;
- Trabalhos que estudam ligações unicamente metálicas em situação de incêndio;
- Trabalhos com apenas o título em inglês e o desenvolvimento nos idiomas chinês, japonês ou alemão.

Após a triagem, restaram apenas 48 artigos com tema alinhado aos objetivos do presente trabalho. A Figura 17 resume, por meio de um fluxograma, as etapas descritas.

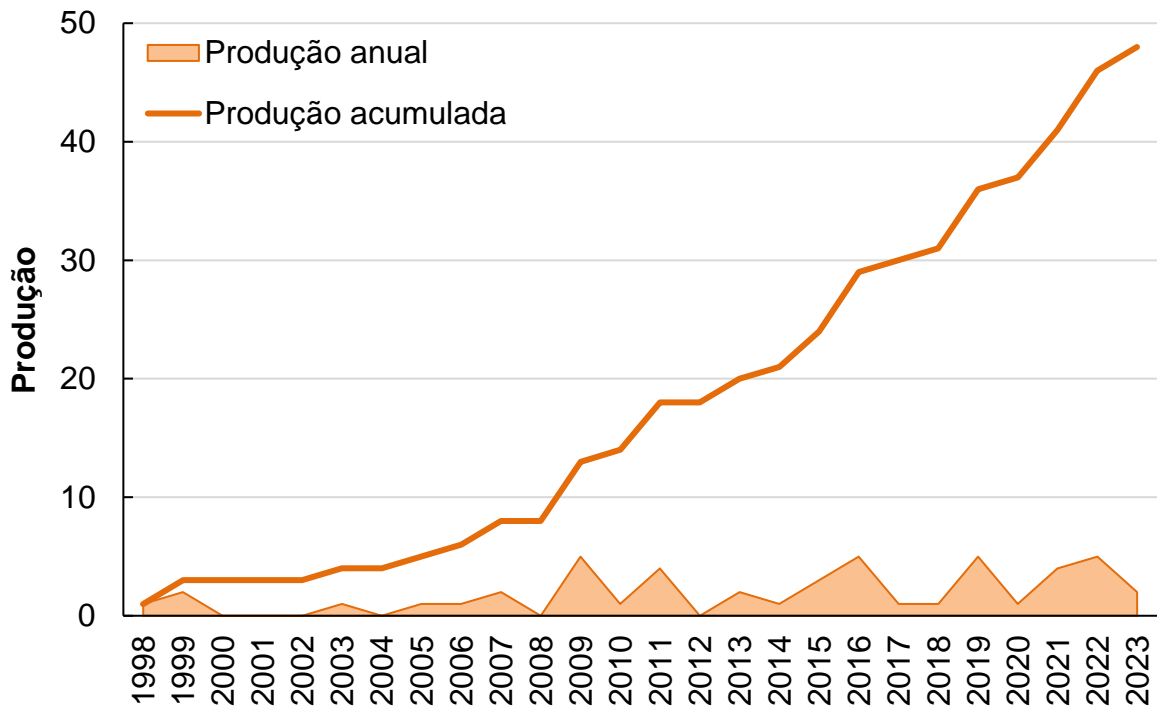
Figura 17: Fluxograma do protocolo de busca.



Fonte: Elaborado pelo autor.

A Figura 18 apresenta a produção anual e acumulada de tais pesquisas. Pela Figura 18, nota-se uma taxa de crescimento de publicações de 3,72% entre 1998 e 2023. Precisamente, do total de 48 artigos, 30 (62,5%) foram publicados nos últimos 10 anos, isto é, entre 2013 e 2023. Tais fatos constituem indicativos da importância do tema e indicam, sobretudo, a existência de lacunas do conhecimento.

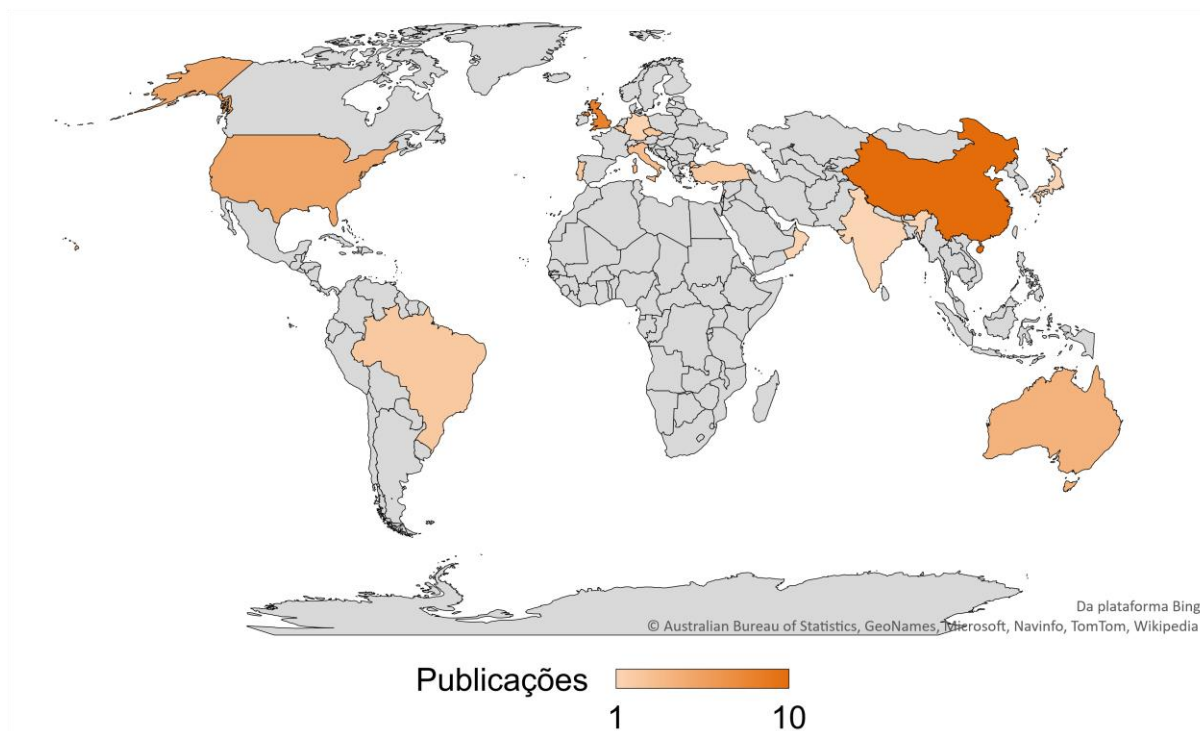
Figura 18: Produção acumulada e anual dos artigos sobre ligações mistas de aço e concreto em situação de incêndio.



Fonte: Elaborado pelo autor.

A Figura 19 apresenta a distribuição dos países dos autores dos artigos sobre ligações mistas de aço e concreto em situação de incêndio. Pela Figura 19, nota-se que o país com maior número de publicações é a China, com 10 artigos. Ele é seguido pela Inglaterra (8) e pelos Estados Unidos da América (5). No Brasil, apenas dois trabalhos foram encontrados pela metodologia de busca descrita anteriormente.

Figura 19: Distribuição dos países dos autores dos artigos sobre ligações mistas de aço e concreto em situação de incêndio.



Fonte: Elaborado pelo autor.

O Quadro 4 apresenta a relação de revistas com maior número de manuscritos sobre ligações mistas de aço e concreto em situação de incêndio. As revistas não listadas são aquelas que possuem somente um artigo. Já o Quadro 5 apresenta os 10 artigos mais citados com as respectivas quantidades de citações.

Quadro 4: Revistas com maior número de trabalhos sobre ligações mistas de aço e concreto em situação de incêndio.

REVISTA	NÚMERO DE TRABALHOS
<i>Fire Safety Journal</i>	11
<i>Journal of Constructional Steel Research</i>	11
<i>Journal of Structural Fire Engineering</i>	7
<i>Engineering Structures</i>	5
<i>Journal of Structural Engineering</i>	3
<i>Structures</i>	2

Fonte: Elaborado pelo autor.

Quadro 5: Lista dos 10 artigos mais citados encontrados com o protocolo de busca.

AUTORES E ANO	TÍTULO DO TRABALHO	NÚMERO DE CITAÇÕES
Wald <i>et al.</i> (2006)	<i>Experimental behaviour of a steel structure under natural fire</i>	165
Han, Xu e Tao (2019)	<i>Performance of concrete filled stainless steel tubular (CFSST) columns and joints: Summary of recent research</i>	83
Foster <i>et al.</i> (2007)	<i>Thermal and structural behaviour of a full-scale composite building subject to a severe compartment fire</i>	47
Kodur <i>et al.</i> (2013)	<i>Modeling the response of composite beam–slab assemblies exposed to fire</i>	40
Pucinotti, Bursi e Demonceau (2011)	<i>Post-earthquake fire and seismic performance of welded steel–concrete composite beam-to-column joints</i>	39
Bailey (1999)	<i>The behaviour of asymmetric slim floor steel beams in fire</i>	35
Wellman <i>et al.</i> (2011)	<i>Experimental evaluation of thin composite floor assemblies under fire loading</i>	35
Yu, Zha e Ye (2010)	<i>The influence of joints and composite floor slabs on effective tying of steel structures in preventing progressive collapse</i>	32
Song <i>et al.</i> (2017)	<i>Fire performance of blind bolted composite beam to column joints</i>	26
Liu (1999)	<i>Moment-rotation-temperature characteristics of steel/composite connections</i>	23

Fonte: Elaborado pelo autor.

Por fim, a Figura 20 apresenta uma nuvem de palavras considerando a frequência das palavras-chaves. Dentre as palavras da Figura 20, além dos termos mais óbvios (“fire”, “fire resistance” e “composite joint”, por exemplo) vale destacar “componente method” e “component-based model”, “beam-to-coluns joints”, “failure”, “axial” e “composite floor”, indicando uma tendência de estudos sobre ligações viga-pilares; o método dos componentes para a análise de ligações mistas; dos mecanismos de falha das ligações; e de pavimentos mistos.

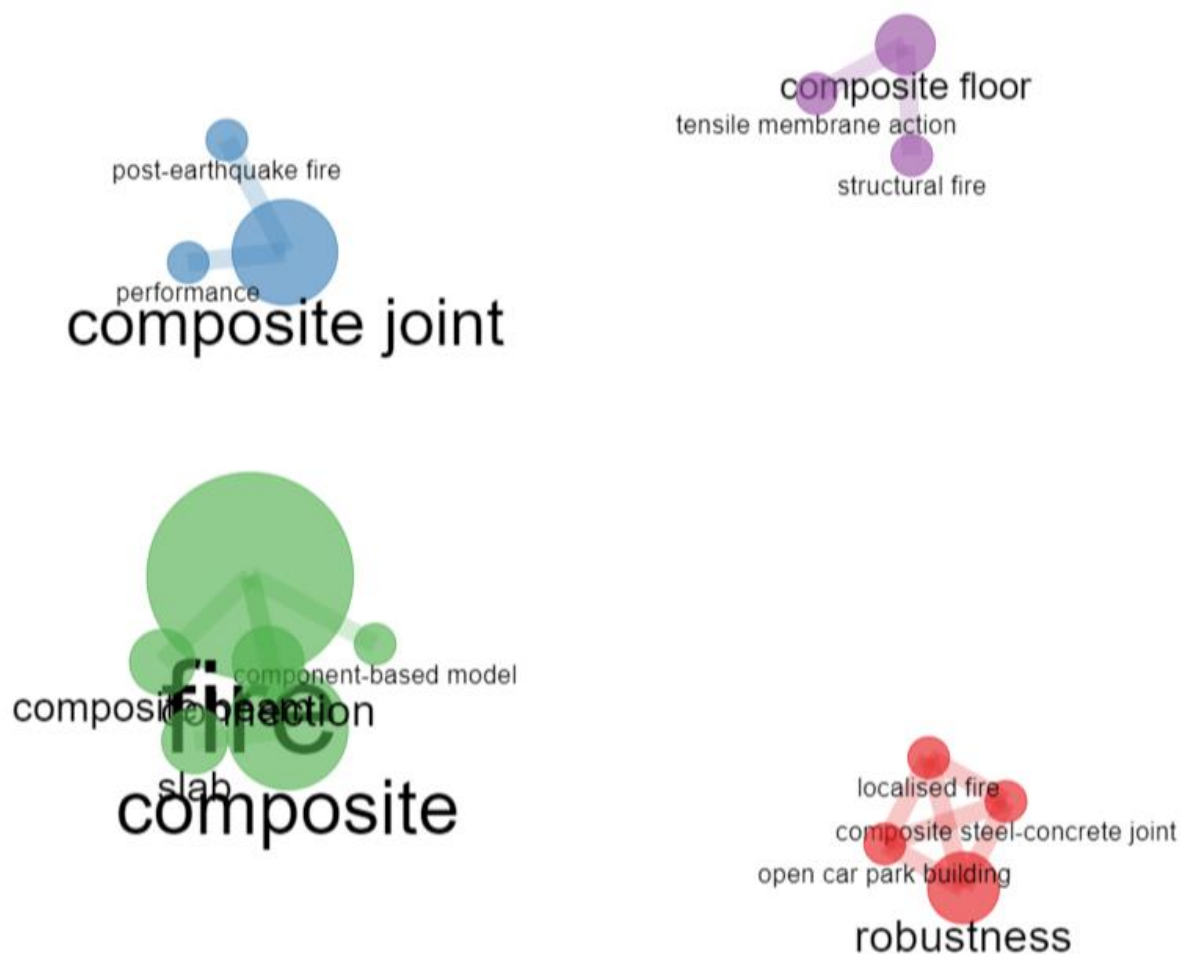
Figura 20: Nuvem de palavras considerando as palavras-chaves mais frequentes.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Por fim, a Figura 21 apresenta as correlações mais frequentes entre as palavras-chaves.

Figura 21: Correlações entre as palavras-chaves mais frequentes.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Pela Figura 21, nota-se quatro correlações principais. Elas indicam as seguintes tendências de estudos:

- Comportamento de ligações, mistas de aço e concreto, sujeitas a um incêndio decorrente de um sismo;
- Efeito de membrana em pavimentos, mistos de aço e concreto, em situação de incêndio;
- Utilização do método das componentes para avaliar o comportamento de ligações, mistas de aço e concreto, em situação de incêndio;
- Comportamento de ligações, mistas de aço e concreto, em estacionamentos abertos sujeitas a um incêndio localizado.

Na sequência é feita uma discussão e análise crítica dos trabalhos selecionados na análise bibliométrica.

3.2 REVISÃO SISTEMÁTICA DA LITERATURA

Os artigos encontrados por meio da revisão sistemática de literatura, descrita na seção 3.1, foram divididos e classificados com base na metodologia de trabalho (analítico, experimental, numérico e experimental mais numérico) e na estrutura alvo do estudo (ligação viga-pilar, ligação viga-viga e análise de pavimento). O fichamento de tais artigos consta nas seções 3.2.1 a 3.2.6. O Quadro 6 apresenta a distribuição de artigos com base na classificação proposta.

Quadro 6: Distribuição dos artigos da revisão sistemática da literatura com base na classificação proposta.

Classificação	Quantidade de artigos
Pesquisas analíticas e teóricas sobre ligações viga-pilares mistas de aço e concreto	8
Pesquisas experimentais sobre ligações viga-pilares, mistas de aço e concreto	7
Pesquisas numéricas sobre ligações viga-pilares, mistas de aço e concreto	10
Pesquisas experimentais e numéricas sobre ligações viga-pilares, mistas de aço e concreto	10
Pesquisas experimentais sobre estruturas mistas de aço e concreto considerando a influência das ligações mistas	5
Pesquisas numéricas sobre estruturas mistas de aço e concreto considerando a influência das ligações mistas e/ou sobre ligações mistas viga-viga	8

Fonte: Elaborado pelo autor.

Ademais, a seção 3.2.7 apresenta uma revisão sistemática das teses e dissertações nacionais que tratam sobre ligações mistas de aço e concreto. Por fim, a seção 3.2.8 expõe uma síntese das lacunas identificadas.

3.2.1 PESQUISAS ANALÍTICAS E TEÓRICAS SOBRE LIGAÇÕES VIGA-PILARES MISTAS DE AÇO E CONCRETO

O Quadro 7 apresenta um resumo dos trabalhos que constituem pesquisas analíticas e teóricas sobre ligações viga-pilares mistas de aço e concreto.

Quadro 7: Fichamento bibliográfico das pesquisas analíticas e teóricas sobre ligações viga-pilares mistas de aço e concreto.

(continua)

Autoria (Ano)	Título e contribuições
Liu (1998)	Título: <i>Three-dimensional modelling of steel/concrete composite connection behaviour in fire</i> Desenvolveu o modelo matemático tridimensional "FEAST", capaz de simular a resposta de estruturas e ligações metálicas e mistas em situação de incêndio; O método FEAST foi comparado com diversos ensaios experimentais e mostrou-se eficiente.

Quadro 7: Fichamento bibliográfico das pesquisas analíticas e teóricas sobre ligações viga-pilares mistas de aço e concreto.

(conclusão)

Autoria (Ano)	Título e contribuições
Bailey (1999)	<p>Título: <i>The behaviour of asymmetric slim floor steel beams in fire</i></p> <p>Desenvolveu um software para analisar o comportamento estrutural de vigas de aço assimétricas em situação de incêndio;</p> <p>Observou que a consideração da rigidez rotacional das ligações mistas viga-pilar acarretam em mudanças significativas no tempo de resistência ao fogo, tendo sido possível aumentar tal valor de 60 para 90 minutos, em alguns casos.</p>
Liu (1999)	<p>Título: <i>Moment-rotation temperature characteristic of steel and composite connections</i></p> <p>Desenvolveu um modelo matemático, fundamentado no método dos elementos finitos, para simular o comportamento estrutura de ligações de aço e mistas de aço e concreto, tanto em temperatura ambiente quanto em situação de incêndio.</p> <p>O modelo demonstrou precisão quando comparado a ensaios experimentais.</p>
Fakury <i>et al.</i> (2005)	<p>Título: <i>Design of semicontinuous composite steel-concrete beams at the fire limit state</i></p> <p>Desenvolveram um procedimento para análise térmica de elementos finitos de vigas mistas de aço e concreto e o implementaram em um <i>software</i>, fundamentado em elementos finitos, possibilitando a simulação de vigas mistas com ligações flexíveis e semicontínuas.</p>
Ranzi e Bradford (2007)	<p>Título: <i>Composite beams with both longitudinal and transverse partial interaction subjected to elevated temperatures</i></p> <p>Desenvolveram um modelo analítico, fundamentado no princípio dos trabalhos virtuais, para estudar vigas mistas em situação de incêndio considerando a rigidez das ligações;</p> <p>Destacaram a importância de contabilizar as ações combinadas (normal e cisalhamento) para avaliar a ligação.</p>
Han, Xu e Tao (2019)	<p>Título: <i>Performance of concrete filled stainless steel tubular cfsst columns and joints summary of recent research</i></p> <p>Elaboraram um artigo de revisão sobre o desempenho de pilares tubulares de aço inoxidável preenchidos com concreto;</p> <p>Verificaram a viabilidade de conectar pilares tubulares de aço inoxidável preenchidos com concreto a vigas de aço carbono por parafusos do tipo <i>blind bolts</i> e concluíram que a ligação mista exibiu um desempenho favorável tanto à temperatura ambiente quanto ao fogo.</p>
Demonceau e Ciutina (2019)	<p>Título: <i>Characterisation of beam to column steel-concrete composite joints beyond current eurocode provisions</i></p> <p>Estudaram o comportamento de ligações viga-pilar, mistas de aço e concreto, em situações não contempladas pelos eurocódigos;</p> <p>Afirmaram que o principal ponto fraco das regras propostas atualmente é que elas englobam apenas os casos em que as ligações mistas estão sujeitas a forças de cisalhamento e momentos fletores positivos, enquanto, na prática, tais ligações podem ser submetidas a outras condições de carregamento, como momentos de flexão negativos, carregamentos cíclicos, momentos fletores combinados e cargas axiais, temperaturas elevadas, etc.</p>
Nguyen <i>et al.</i> (2021)	<p>Título: <i>Review on the use of artificial intelligence to predict fire performance of construction materials and their flame retardancy</i></p> <p>Realizaram uma revisão sobre o uso de inteligência artificial para prever o desempenho ao fogo de materiais de construção e seu retardamento de chama.</p> <p>Defenderam que, nos últimos anos, a inteligência artificial (IA) emergiu como um método confiável para resolver esse problema de engenharia.</p> <p>Resume os estudos existentes que aplicaram IA para prever o desempenho ao fogo de diferentes materiais de construção (por exemplo, concreto, aço, madeira e compósitos). A previsão do retardamento de chama de alguns componentes estruturais, como vigas, colunas, lajes e conexões, utilizando modelos baseados em IA também foi discutida.</p>

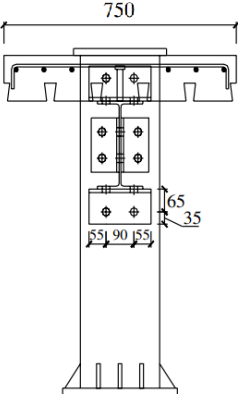
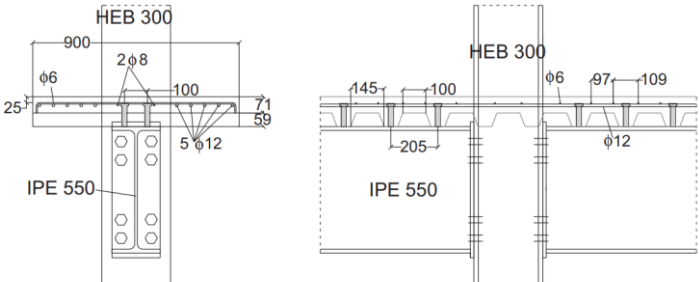
Fonte: Elaborado pelo autor.

3.2.2 PESQUISAS EXPERIMENTAIS SOBRE LIGAÇÕES VIGA-PILARES, MISTAS DE AÇO E CONCRETO

O Quadro 8 expõe um fichamento bibliográfico dos trabalhos sobre pesquisas experimentais de ligações viga-pilares mistas de aço e concreto.

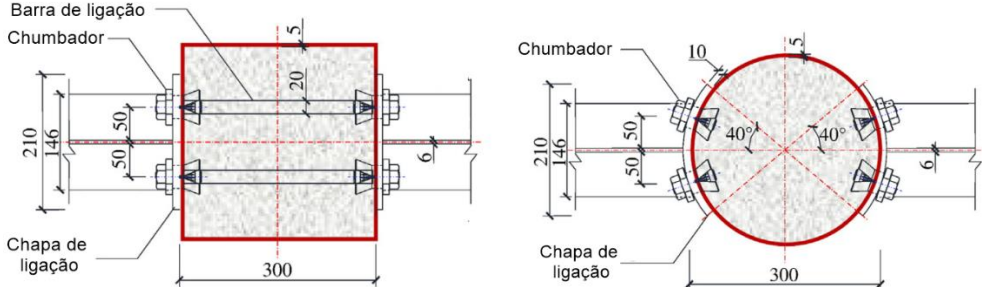
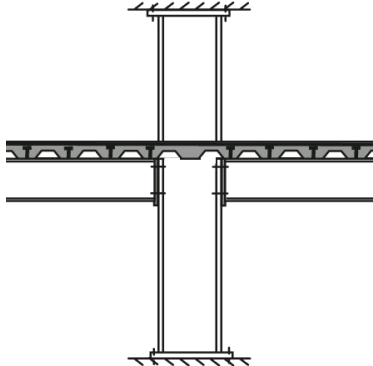
Quadro 8: Fichamento bibliográfico das pesquisas experimentais sobre ligações viga-pilares, mistas de aço e concreto.

(continua)

Autoria (Ano)	Título e contribuições
Yuan, Tan e Ting (2011)	<p>Título: <i>Testing of composite steel top and seat and web angle joints at ambient and elevated temperatures - Part 1: ambient tests</i></p> <p>Estudaram ligações com cantoneiras de topo e alma, mistas de aço e concreto, em temperatura ambiente e em situação de incêndio;</p> <p>A resistência ao cisalhamento longitudinal da laje pode exercer uma influência significativa na resistência do momento de ligação, visto que ela limita a força de tração na armadura;</p> <p>Seções de viga de aço maiores geralmente possuem maior rigidez rotacional inicial e maior capacidade de momento;</p> <p>Torques mais altos para apertar os parafusos atrasarão a ocorrência de deslizamentos dos parafusos e melhoram a rigidez rotacional inicial da ligação.</p> 
Haremza, Santiago e Silva (2013)	<p>Título: <i>Experimental behaviour of heated composite steelconcrete joints subject to variable bending moments and axial forces</i></p> <p>Estudaram o comportamento de ligações mistas de aço e concreto, em situação de incêndio, sujeitas a momentos de flexão e forças axiais variáveis;</p> <p>A capacidade de rotação da ligação, assim como a ductilidade, aumentou com a temperatura, em 6% a 500 °C e 97% a 700 °C, enquanto o momento fletor crítico máximo foi reduzido em 20% a 500 °C e 50% a 700 °C;</p> <p>Os ensaios experimentais com restrição axial total da viga exibiram maior resistência ao momento fletor de flexão sem falha do parafuso;</p> <p>Uma ligação bem projetada, em que o comportamento é controlado por componentes dúcteis, é capaz de se comportar de forma dúctil em condições de incêndio.</p> 

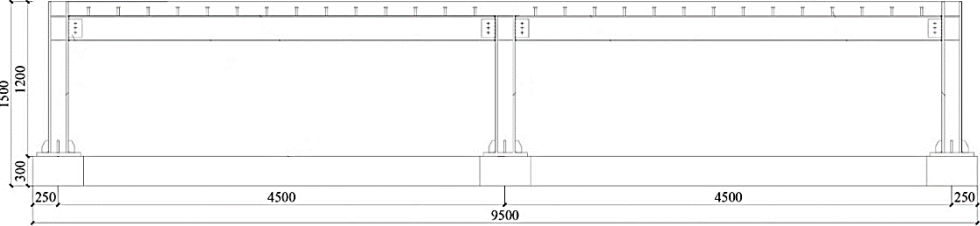
Quadro 8: Fichamento bibliográfico das pesquisas experimentais sobre ligações viga-pilares, mistas de aço e concreto.

(continuação)

Autoria (Ano)	Título e contribuições
<p>Song <i>et al.</i> (2017)</p>	<p>Título: <i>Fire performance of blind bolted composite beam to column joints</i></p> <p>Estudaram o desempenho ao fogo de ligações viga-pilar, mistas de aço e concreto, com chumbadores, entre pilares tubulares com seções circulares e quadradas e vigas com seção tipo "I";</p> <p>Em todos os testes, a falha da ligação foi principalmente dominada pela falha de flexão da viga de aço;</p> <p>A proteção da viga ou redução da carga da viga aumentou significativamente a resistência ao fogo da ligação, enquanto a presença das barras de ligação ou o tipo de tubo de aço demonstram influência moderada na resistência ao fogo.</p> 
<p>Ye <i>et al.</i> (2019)</p>	<p>Título: <i>Experimental study on cyclically damaged steelconcrete composite joints subjected to fire</i></p> <p>Realizaram ensaios experimentais de ligações mistas de aço e concreto, sujeitas a carregamento cíclico e à incêndio;</p> <p>A resistência ao fogo das ligações danificadas diminuiu com o aumento do nível de dano, principalmente devido à taxa de aquecimento mais rápida após o dano cíclico;</p> <p>Fissuras induzidas por carregamento cíclico no concreto mitigaram a fragmentação do concreto em temperaturas elevadas.</p> 

Quadro 8: Fichamento bibliográfico das pesquisas experimentais sobre ligações vigas-pilares, mistas de aço e concreto.

(conclusão)

Autoria (Ano)	Título e contribuições
Lyu <i>et al.</i> (2021)	<p>Título: <i>Fire resistance of two types of composite beams constrained by rigid joint</i></p> <p>Investigaram a resistência ao fogo de dois tipos de vigas mistas com ligações mistas.</p> <p>Realizaram estudos experimentais em vigas mistas com dois vãos: um vão é uma viga mista monolítica com laje laminada e o outro vão é uma viga mista com laje maciça. Quando o aquecimento foi interrompido, a temperatura da viga de aço sofreu uma queda repentina e acentuada, enquanto a temperatura da laje de concreto aumentou em um curto período de tempo. Esses comportamentos fizeram com que a viga composta sofra retração em forma de arco reverso durante a deformação. Ocorreu flambagem no banzo inferior sob as duas extremidades da viga de aço, bem como na alma da viga de aço. Durante o teste, as soldas em ambas as extremidades da viga mista de laje laminada foram fissuradas, enquanto aquelas em ambas as extremidades da viga mista com laje maciça permaneceram intactas</p> <p>Os autores também propuseram um método de cálculo da força axial da viga mista que considera as restrições nas extremidades da viga.</p> 
Yotsumoto, Hirashima e Toyoda (2022)	<p>Título: <i>Evaluation of the fire performance of unprotected composite beams with finplate joints</i></p> <p>Investigaram o desempenho ao fogo de vigas mistas de aço e concreto, desprotegidas, com ligações mistas de extremidade com chapa de alma.</p> <p>O incêndio foi provocado nas extremidades da viga e a variável paramétrica foi a armadura longitudinal da laje. Os resultados dos testes indicam que o tempo de falha da viga é prolongado ao usar uma barra de reforço com grande capacidade de deformação plástica.</p> <p>Os autores também apresentaram um método simples para prever o tempo de falha da viga por meio de um modelo de avaliação fundamentado na capacidade resistente ao momento fletor da ligação.</p>
Lyu <i>et al.</i> (2023)	<p>Título: <i>Fire resistance of composite beams with composite slabs under hinge constraints</i></p> <p>Lyu <i>et al.</i> (2023) é uma continuidade de Lyu <i>et al.</i> (2021). Eles estudaram a resistência ao fogo de vigas mistas com lajes mistas sob restrições articuladas. Observaram que, depois que a temperatura parou de aumentar, a viga de aço esfriou mais rápido do que as lajes mistas de concreto. A recuperação da deformação da viga de aço foi restringida pelas lajes mistas, que foram submetidas à ação conjunta da força constrangedora gerada pela recuperação da deformação da viga de aço e da carga externa, resultando em fissuras longitudinais ao longo do eixo mediano do topo das lajes.</p> <p>Além disso, os autores verificaram que a resistência ao fogo da ligação melhorou com a diminuição da taxa de carga na extremidade da viga e do diâmetro da armadura e com o aumento das espessuras da mesa da viga, da alma da viga e da laje de concreto.</p>

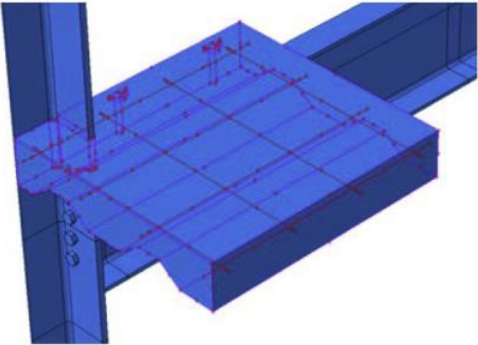
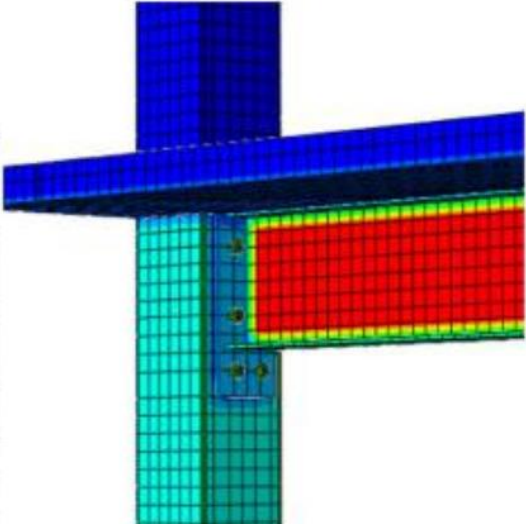
Fonte: Elaborado pelo autor.

3.2.3 PESQUISAS NUMÉRICAS SOBRE LIGAÇÕES VIGA-PILARES, MISTAS DE AÇO E CONCRETO

O Quadro 9 sintetiza o conteúdo das pesquisas numéricas de ligações viga-pilares mistas de aço e concreto.

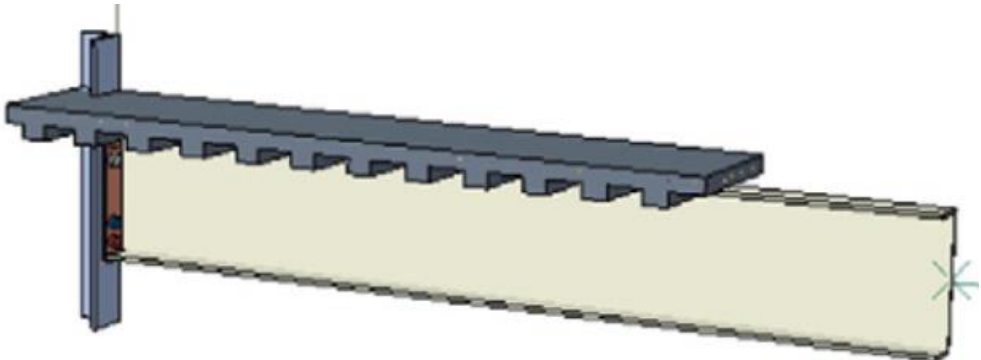
Quadro 9: Fichamento bibliográfico das pesquisas numéricas sobre ligações viga-pilares, mistas de aço e concreto.

(continua)

Autoria (Ano)	Título e contribuições
Al-Jabri <i>et al.</i> (2016)	<p>Título: <i>Modeling of composite beamcolumn flexible endplate joints at elevated temperature</i></p> <p>Analisaram ligações viga-pilar mistas de aço e concreto com chapas de extremidade, em situação de incêndio;</p> <p>Os resultados numéricos apresentaram boa concordância com os dados do experimento na faixa elástica, enquanto pequenas superestimações foram observadas na região plástica;</p> <p>Alta concentração de tensões na extremidade superior da placa de ligação, nos parafusos superiores e na parte inferior da alma da viga na região próxima à ligação. Além disso, a base dos conectores de cisalhamento na região perto da ligação estava fortemente tensionada.</p> 
Wang <i>et al.</i> (2016)	<p>Título: <i>Temperature analysis of extended end plate joints to square cfst columns in fire</i></p> <p>Analisaram o comportamento térmico de ligações viga-pilar, mistas de aço e concreto, entre vigas com perfis tipo "I" e pilares com seção transversal quadrada, preenchidas com concreto;</p> <p>Apresentaram correlações entre a influência do número de faces expostas ao fogo com a evolução de temperatura nos elementos da ligação.</p> 

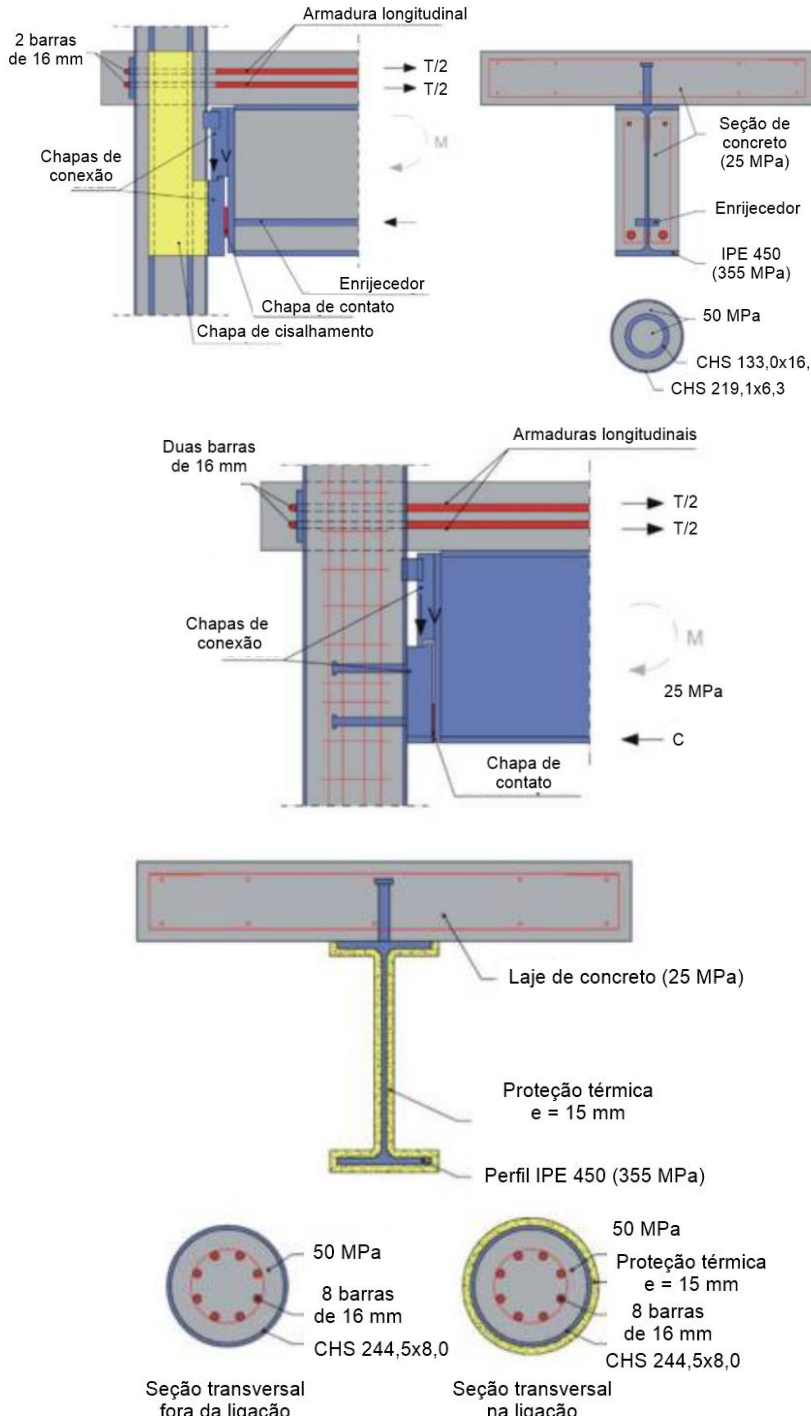
Quadro 9: Fichamento bibliográfico das pesquisas numéricas sobre ligações viga-pilares, mistas de aço e concreto.

(continuação)

Autoria (Ano)	Título e contribuições
Haremza <i>et al.</i> (2016)	<p>Título: <i>Composite joints under mn at elevated temperatures</i></p> <p>Estudaram o comportamento de ligações viga-pilar parafusadas, mistas de aço e concreto, submetidas a esforços axiais e de momento fletor, tanto em temperatura ambiente quanto em situação de incêndio;</p> <p>Propuseram um método para prever a resposta mecânica de ligações viga-coluna com chapa de extremidade, em situação de incêndio, sujeitas a cargas axiais e de flexão;</p> <p>Devido à baixa esbeltez da viga mista (comprimento do vão/altura da seção transversal), as cargas de compressão axial se desenvolvem nas restrições da viga antes de atingirem grandes deslocamentos e deformações;</p> <p>Pequenas cargas de compressão possuem um efeito benéfico na resistência da ligação e proporcionam maior resistência e capacidade de rotação;</p> <p>Sob cargas de compressão mais altas, a instabilidade da alma do pilar governa a resistência da ligação, sendo a capacidade de rotação dessa última muito menor quando a instabilidade ocorre.</p> 

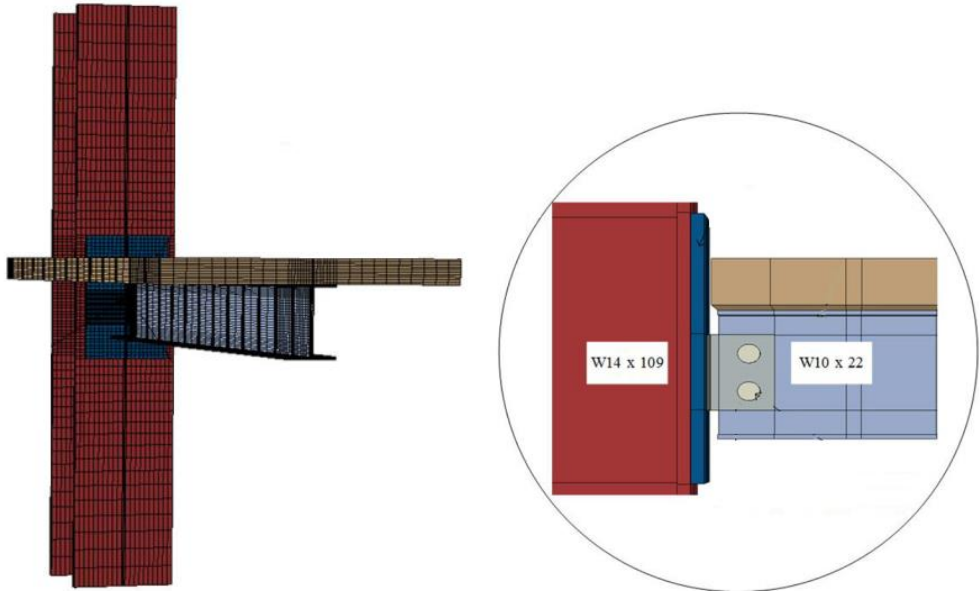
Quadro 9: Fichamento bibliográfico das pesquisas numéricas sobre ligações viga-pilares, mistas de aço e concreto.

(continuação)

Autoria (Ano)	Título e contribuições
Bahr (2018)	<p>Título: <i>On the fire performance of unbraced composite frames</i></p> <p>Avaliou o comportamento de dois tipos de ligações mistas viga-pilar semirrígidas: uma em colunas tubulares de aço preenchidas com concreto e a outra em colunas tubulares duplas preenchidas com concreto;</p> <p>Considera as etapas e a sequência de construção em estruturas mistas, bem como o histórico de carregamento correspondente na análise das ligações.</p>  <p>Diagram 1 (Top): Shows a connection with a concrete-filled tube. Labels include: Armadura longitudinal, 2 barras de 16 mm, Chapas de conexão, Enrijecedor, Chapa de contato, Chapa de cisalhamento, T/2, T/2, M, Seção de concreto (25 MPa), Enrijecedor, IPE 450 (355 MPa), 50 MPa, CHS 133,0x16,0, CHS 219,1x6,3.</p> <p>Diagram 2 (Middle): Shows a connection with a double tube. Labels include: Duas barras de 16 mm, Armaduras longitudinais, Chapas de conexão, Chapa de contato, T/2, T/2, M, 25 MPa, C.</p> <p>Diagram 3 (Bottom): Shows a connection with a concrete slab. Labels include: Laje de concreto (25 MPa), Proteção térmica e = 15 mm, Perfil IPE 450 (355 MPa), 50 MPa, 8 barras de 16 mm, CHS 244,5x8,0, Seção transversal fora da ligação, 50 MPa, Proteção térmica e = 15 mm, 8 barras de 16 mm, CHS 244,5x8,0, Seção transversal na ligação.</p>

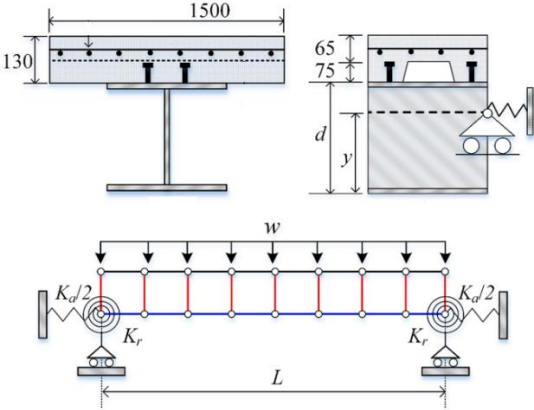
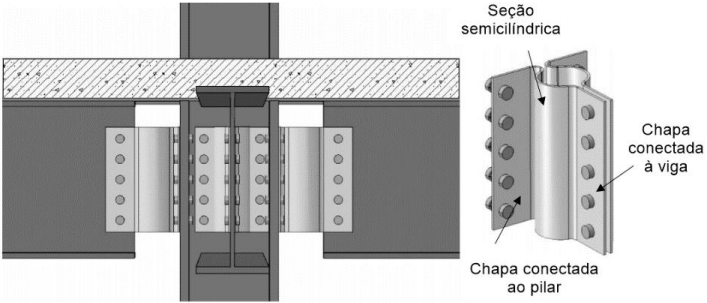
Quadro 9: Fichamento bibliográfico das pesquisas numéricas sobre ligações viga-pilares, mistas de aço e concreto.

(continuação)

Autoria (Ano)	Título e contribuições
<p>Hajjar, Hantouche e El Ghor (2019)</p>	<p>Título: <i>Shear tab connection with composite beam subjected to transiente state fire temperatures a rational model for design</i></p> <p>Estudaram o comportamento de ligações mistas de aço e concreto, do tipo guia de cisalhamento, sujeitas a situação de incêndio;</p> <p>Desenvolveram um modelo de cálculo, fundamentado em molas multilíneas, que podem prever a rigidez e resistência de cada componente da ligação com a viga mista, capaz de prever as forças axiais induzidas termicamente durante as fases de aquecimento e resfriamento de um evento de incêndio;</p> <p>Forças axiais térmicas significativas são geradas na viga mista de aço e concreto no incêndio;</p> <p>A falha das soldas governou o comportamento durante a fase de resfriamento na maioria das simulações;</p> <p>Forças térmicas de compressão ocorrem na fase de aquecimento e depois se transformam em tração na fase de resfriamento; a viga sofre grandes deformações durante o evento de incêndio, fazendo com que ocorra o contato entre a mesa da viga e a mesa do pilar, o que leva a um aumento da força de compressão axial;</p> <p>O aumento da distância de recuo e da espessura da laje pode evitar o contato entre a viga e o pilar; a maioria das análises paramétricas indicou que a ligação tipo guia de cisalhamento resistiu à fase de aquecimento e falhou na fase de resfriamento na solda;</p> <p>Durante a fase de resfriamento, a carga aplicada muda gradualmente de flexural para tração até que a força axial de tração exceda a capacidade de tração da solda, levando-a à ruptura.</p> 

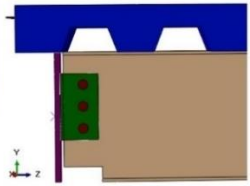
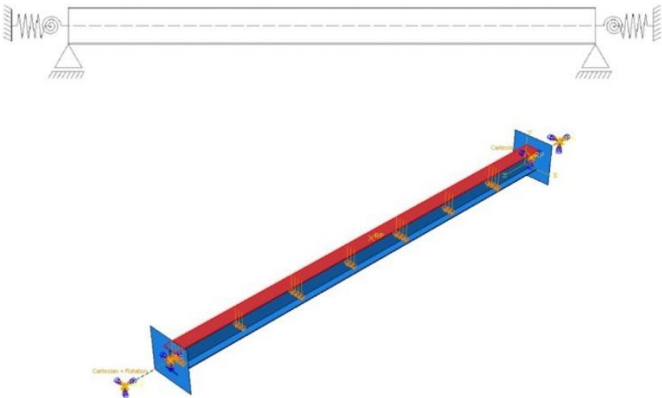
Quadro 9: Fichamento bibliográfico das pesquisas numéricas sobre ligações viga-pilares, mistas de aço e concreto.

(continuação)

Autoria (Ano)	Título e contribuições
Martinez e Jeffers (2021)	<p>Título: <i>Analysis of restrained composite beams exposed to fire</i></p> <p>Estudaram ligações com restrições axiais em vigas mistas de aço e concreto expostas ao fogo; Vigas mistas com vãos curtos mostraram tendência de falhar no estágio de compressão viga-coluna, enquanto vigas mistas com vãos mais longos tendem a falhar no estágio de catenária de tração;</p> <p>As condições que são favoráveis para induzir a ação da catenária incluem vãos mais longos da viga, aumento da rigidez de restrição axial, aumento do nível de carga e posicionamento da restrição axial próximo ao topo da viga;</p> <p>Os resultados mostram que, para uma viga de comprimento L, a ação catenária geralmente se desenvolve após o limite de deflexão $L/20$, demonstrando que se deve ter cuidado ao utilizar este limite de deflexão para avaliar a resistência ao fogo de vigas mistas contidas;</p> <p>Nas análises realizadas, verificou-se também que a ação catenária nas vigas propiciou ganhos de até, aproximadamente, 16 minutos no tempo de resistência ao fogo.</p> 
Liu, Huang e Burgess (2021)	<p>Título: <i>Fire performance of axially ductile connections in composite construction</i></p> <p>Estudaram o desempenho ao fogo de ligações viga-pilar, mistas de aço e concreto, com ligações mistas utilizando seções semicilíndricas como meio de ligação;</p> <p>A espessura da placa mais fina e os raios da seção cilíndrica maiores levam a uma maior ductilidade axial, o que reduz significativamente a força axial transportada pela ligação;</p> <p>Números menores de barras de reforço longitudinais tendem a levar a falhas prematuras;</p> <p>A variação dos espaçamentos dos pinos tem pouca influência na deflexão do meio do vão da viga, na rotação da conexão, na força axial da conexão ou nos deslocamentos axiais dos flanges superior e inferior da seção de aço na extremidade da viga;</p> <p>Vigas mistas com menores graus de interação aço-concreto acarretam em um deslizamento aço-concreto inicialmente positivo à temperatura ambiente, que se torna negativo conforme a temperatura da seção de aço aumenta devido à expansão térmica.</p> 

Quadro 9: Fichamento bibliográfico das pesquisas numéricas sobre ligações viga-pilares, mistas de aço e concreto.

(conclusão)

Autoria (Ano)	Título e contribuições
Natesh, Agarwal e Choe (2022)	<p>Título: <i>Behaviour and design of double angle beam-column connection in fire conditions</i></p> <p>Estudaram o comportamento da ligação mista viga-pilar, com dupla cantoneira de alma, em situação de incêndio.</p> <p>Os mecanismos de falha verificados pelos autores foram a deformação excessiva após flambagem da alma durante a fase de aquecimento e contração da viga durante a fase de resfriamento. Além disso, os autores concluíram que: as vigas que possuem banzo inferior rebatido nas extremidades são mais susceptíveis à flambagem da alma durante a fase de aquecimento; a flambagem da alma pode ser evitada usando cantoneiras mais espessas; e a falha durante a fase de resfriamento pode ser evitada usando furos ovalados.</p> 
Lyu, Huang e Burgess (2022)	<p>Título: <i>Ductile connection to improve the fire performance of baresteel and composite frames</i></p> <p>Estudaram, por meio do software Vulcan, uma conexão mista dúctil para melhorar o desempenho ao fogo de estruturas mistas.</p> <p>Os resultados da comparação mostram que a conexão dúctil proposta pode acomodar a deformação axial da viga conectada em condições de incêndio, reduzindo assim as forças axiais geradas na conexão e evitando potencialmente a falha frágil prematura da conexão. Os autores concluíram que, comparada com os tipos de conexões convencionais, a conexão dúctil proposta apresenta deformabilidade considerável, e pode potencialmente aumentar a capacidade de redistribuição dos esforços da estrutura durante um incêndio.</p>
Leite e Silva (2023)	<p>Título: <i>Effect of axial and rotational restraint on performance of composite beams with fire protection coating</i></p> <p>Investigaram, por meio de um estudo paramétrico no software Abaqus®, o efeito da restrição axial e rotacional no desempenho das vigas mistas de aço e concreto com revestimento térmico;</p> <p>Verificou que restrições axiais e rotacionais têm uma influência importante nas vigas. Especificamente, observou-se que os valores das forças axiais são proporcionalmente maiores à medida que aumenta o vão da viga. Também foi verificado que o comportamento da viga não muda com a variação do revestimento de proteção contra incêndio.</p> <p>Propuseram verificações adicionais para a interação viga-pilar na ligação, uma vez que as forças de compressão e tração desenvolvidas ao longo do incêndio podem causar a falha da viga por um mecanismo não previsto em temperatura ambiente.</p> 

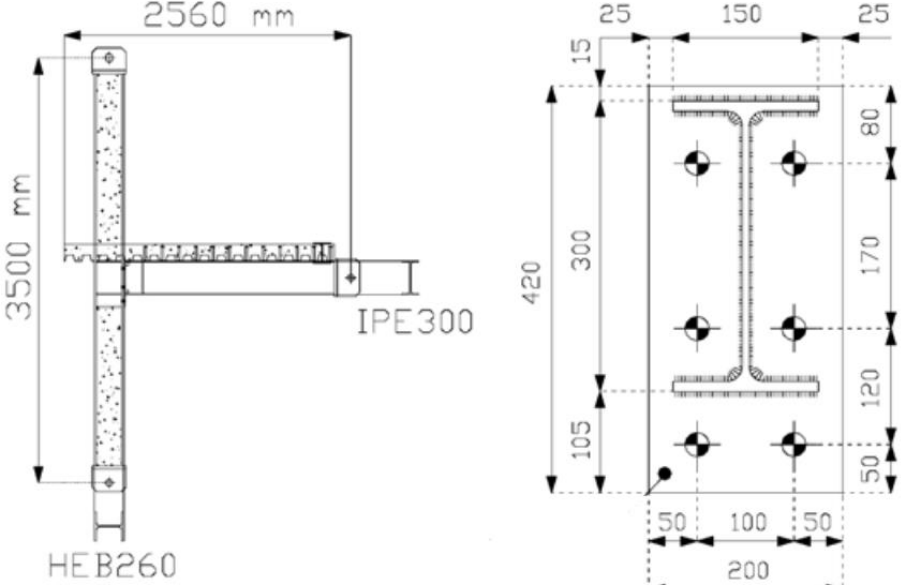
Fonte: Elaborado pelo autor.

3.2.4 PESQUISAS EXPERIMENTAIS E NUMÉRICAS SOBRE LIGAÇÕES VIGA-PILARES, MISTAS DE AÇO E CONCRETO

O Quadro 10 apresenta um fichamento bibliográfico dos trabalhos que apresentam análises experimentais e numéricas de ligações viga-pilares mistas de aço e concreto.

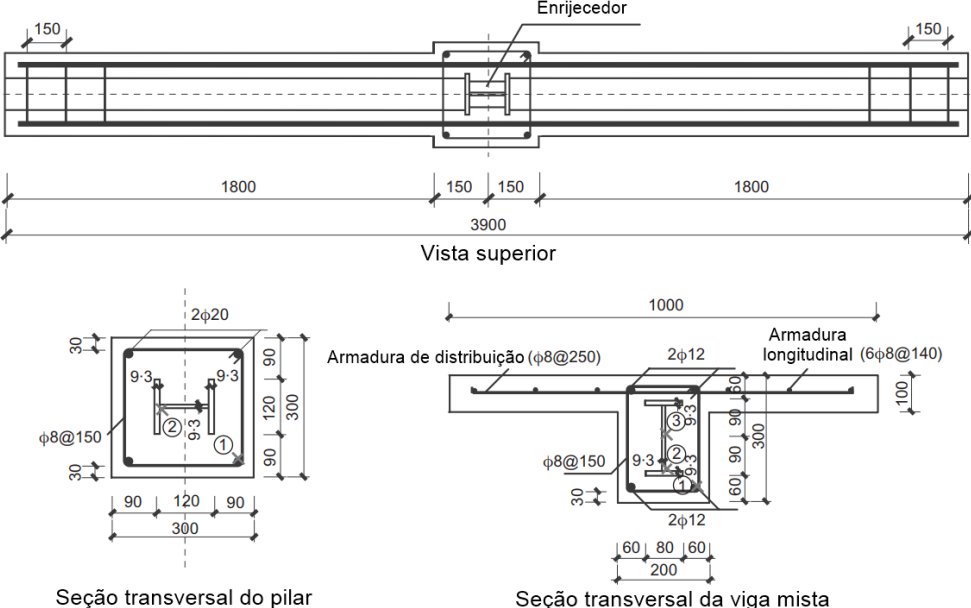
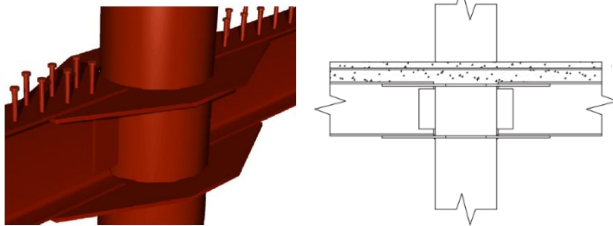
Quadro 10: Fichamento bibliográfico das pesquisas experimentais e numéricas sobre ligações viga-pilares, mistas de aço e concreto.

(continua)

Autoria (Ano)	Título e contribuições
Demonceau <i>et al.</i> (2009)	<p>Título: <i>Behaviour of singlesided composite joints at room temperature and in case of fire after an earthquake</i></p> <p>Estudaram o comportamento de ligações viga-pilar mistas de aço e concreto em temperatura ambiente e em caso de incêndio, após um terremoto;</p> <p>Foi proposto um procedimento para avaliar a distribuição de temperatura na ligação em situação de incêndio, incluindo a parte da conexão viga-pilar embutida no concreto.</p> 

Quadro 10: Fichamento bibliográfico das pesquisas experimentais e numéricas sobre ligações viga-pilares, mistas de aço e concreto.

(continuação)

Autoria (Ano)	Título e contribuições
Han, Zheng e Tao (2009)	<p>Título: <i>Fire performance of steel reinforced concrete beam-column joints</i></p> <p>Investigaram o desempenho ao fogo de ligações viga-pilar, mistas de aço e concreto;</p> <p>A maior relação de rigidez linear viga-pilar pode resultar em menor resistência ao fogo da ligação;</p> <p>Quando a ligação mista está sujeita ao fogo, o deslizamento entre a seção de aço e o concreto é maior do que o das armaduras de reforço da laje.</p> 
Pucinotti et al. (2011)	<p>Título: <i>Seismic induced fire resistance of composite welded beam to column joints with concrete filled tubes</i></p> <p>Estudaram a resistência ao fogo de ligações mistas soldadas entre vigas em seção "I" e pilares tubulares preenchidos com concreto, visando analisar o comportamento das ligações frente a incêndios induzidos por ações sísmicas;</p> <p>As análises térmicas mostraram que as ligações dotadas de lajes pré-fabricadas exibiram melhor comportamento em relação as ligações dotadas de lajes mistas de chapa de aço;</p> <p>Não houve diferença perceptível no desempenho ao fogo entre corpos de prova danificados e não danificados, tanto com lajes pré-moldadas quanto com chapas de aço.</p> 
Pucinotti, Bursi e Demonceau (2011)	<p>Título: <i>Post-earthquake fire and seismic performance of welded steel-concrete composite beam-to-column joints</i></p> <p>Continuidade do trabalho de Pucinotti et al. (2011);</p> <p>Os resultados mostraram que o dano induzido por sísmica não influencia a resistência ao fogo das ligações estudadas.</p>

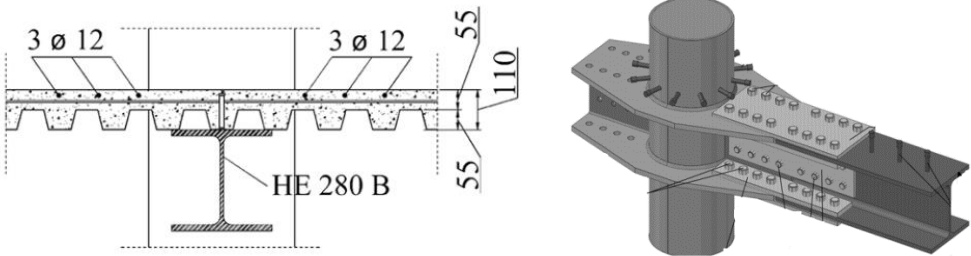
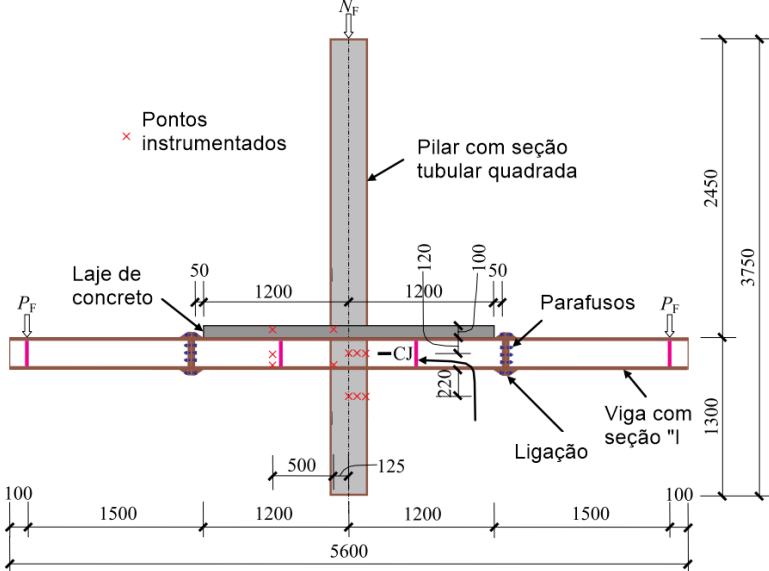
Quadro 10: Fichamento bibliográfico das pesquisas experimentais e numéricas sobre ligações viga-pilares, mistas de aço e concreto.

(continuação)

Autoria (Ano)	Título e contribuições
<p>Jána <i>et al.</i> (2015)</p>	<p>Título: <i>Temperatures and thermal boundary conditions in reverse channel connections to concrete filled steel sections during standard and natural fire tests</i></p> <p>Apresentaram resultados de ligações, mistas de aço e concreto, do tipo “canal reverso”, entre vigas de aço em seções tipo I e pilares tubulares preenchidos com concreto, em temperatura ambiente e em situação de incêndio;</p> <p>Nas ligações sem proteção térmica, a temperatura dos parafusos, placa de ligação, canal reverso e soldas podem ser consideradas uniformes e inferiores à temperatura da viga;</p> <p>A distribuição da temperatura na ligação do canal reverso é notadamente afetada pela presença da laje de concreto acima das ligações, assim como a temperatura no perfil tubular da coluna é influenciada pelo concreto em seu interior, o qual retira calor da ligação durante a fase de aquecimento;</p> <p>A calibração do modelo numérico implica claramente que o coeficiente de transferência de calor por convecção (h_c) na região de conexão deve ser menor do que aqueles recomendados na EN 1991-1-2 (2002), iguais 25 e 35 W/m²·K, respectivamente, para um incêndio padronizado e um real). Os valores de $h_c = 10$ W/m²·K para uma exposição ao fogo do forno e $h_c = 5$ W/m²·K para uma exposição real do compartimento ao fogo, respectivamente, apresentaram resultados mais precisos. Para simplificar e generalizar, um valor de $h_c = 10$ W/m²·K pode ser empregado.</p>

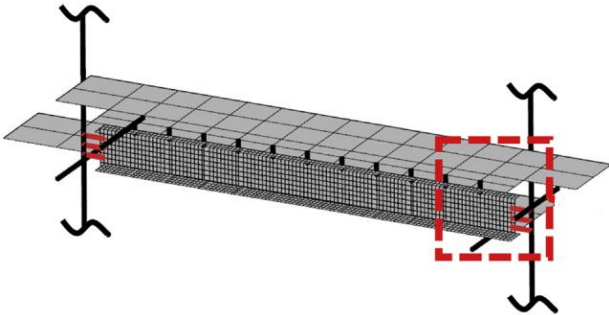
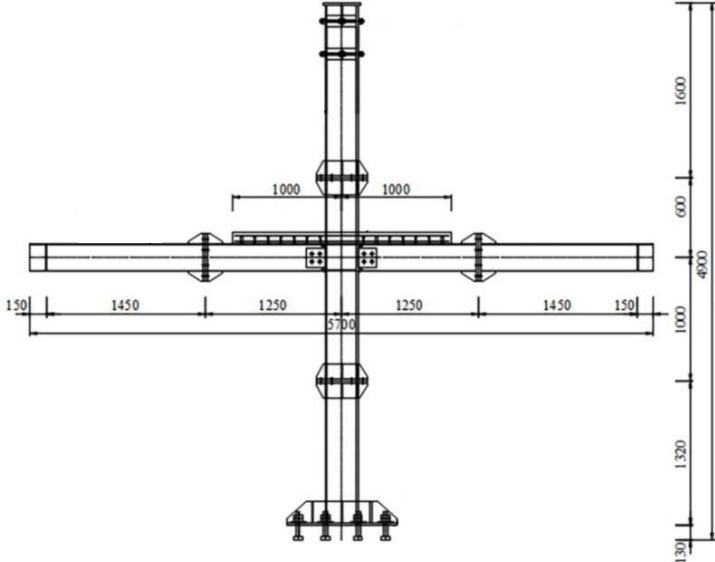
Quadro 10: Fichamento bibliográfico das pesquisas experimentais e numéricas sobre ligações viga-pilares, mistas de aço e concreto.

(continuação)

Autoria (Ano)	Título e contribuições
Pucinotti et al. (2015)	<p>Título: <i>Tests and model calibration of high-strength steel tubular beam-to-column and column-base composite joints for moment-resisting structures</i></p> <p>Realizaram ensaios experimentais e análises numéricas de ligações viga-pilar, mistas de aço e concreto, entre pilares com seções tubulares e aço de alta resistência e vigas com seção tipo "I";</p> <p>As ligações atingiram valores de rotação plástica de até 45 mrad com redução de resistência e rigidez abaixo de 20%;</p> <p>O uso de aço de alta resistência propiciou uma solução 5% mais econômica em relação ao uso de um aço comum para as ligações.</p> 
Yang e Fu (2019)	<p>Título: <i>Fire resistance of steel beam to square CFST column composite joints using RC slabs: Experiments and numerical studies</i></p> <p>Estudaram a resistência ao fogo de vigas mistas de aço e concreto conectadas a pilares metálicos preenchidos com seções tubulares quadradas e com lajes maciças de concreto;</p> <p>Os autores verificaram que a flambagem dos pilares com seções colunas quadradas e da mesa das vigas de aço foram principais motivos de falha desse tipo de ligação;</p> <p>As temperaturas dos membros estruturais dentro na região da ligaram eram mais baixas do que nas outras regiões;</p> <p>Em comparação com outros fatores, a relação de carga das vigas demonstrou uma influência significativa no deslocamento dos membros estruturais e na resistência ao fogo.</p> 

Quadro 10: Fichamento bibliográfico das pesquisas experimentais e numéricas sobre ligações viga-pilares, mistas de aço e concreto.

(conclusão)

Autoria (Ano)	Título e contribuições
Drury, Kordosky e Quiel (2020)	<p>Título: <i>Structural fire resistance of partially restrained, partially composite floor beams, II: Modeling</i></p> <p>Avaliaram a resistência ao fogo de vigas mistas de aço e concreto de pisos, parcialmente contidas e parcialmente expostas com restrição de extremidade translacional e rotacional fornecida por ligações de cisalhamento a uma estrutura de suporte;</p> <p>Utilizaram os resultados numéricos para analisar os conjuntos testados para variações na carga aplicada e diversas espessuras de proteção contra incêndio.</p> 
Fan <i>et al.</i> (2022a, 2022b)	<p>Título: <i>Experimental study and numerical simulation analysis of the bolted-welded hybrid connection joint of steel frame under fire</i></p> <p>Realizaram um estudo experimental e numérico de uma ligação viga-pilar, mista de aço e concreto, aparafusada e soldada, em situação de incêndio. Os autores afirmaram que a combinação de meios de ligação de solda e de parafusos auxiliam a evitar o colapso progressivo, especialmente sob exposição ao fogo.</p> <p>Investigaram os efeitos da razão de carga nas extremidades da viga e da espessura da laje de concreto na resistência ao fogo da ligação viga-pilar aparafusada e soldada. Os autores verificaram que com o aumento da taxa de carga, o tempo para a junta de conexão híbrida aparafusada-soldada atingir a limitação de resistência ao fogo é significativamente reduzido e o valor de rotação máxima na extremidade da viga é significativamente reduzido. Além disso, observaram também que, com o aumento da espessura da laje de concreto melhora a resistência ao fogo da junta híbrida aparafusada-soldada, mas a melhora é pequena.</p> 

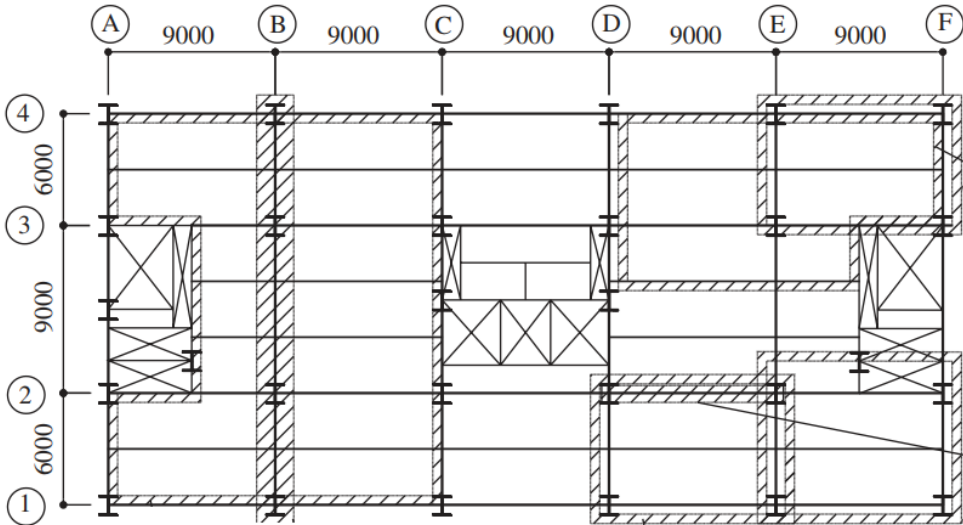


Fonte: Elaborado pelo autor.

3.2.5 PESQUISAS EXPERIMENTAIS SOBRE ESTRUTURAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO CONSIDERANDO A INFLUÊNCIA DAS LIGAÇÕES MISTAS

O Quadro 11 apresenta um resumo dos artigos que analisam estruturas mistas de aço e concreto considerando a influência das ligações mistas.

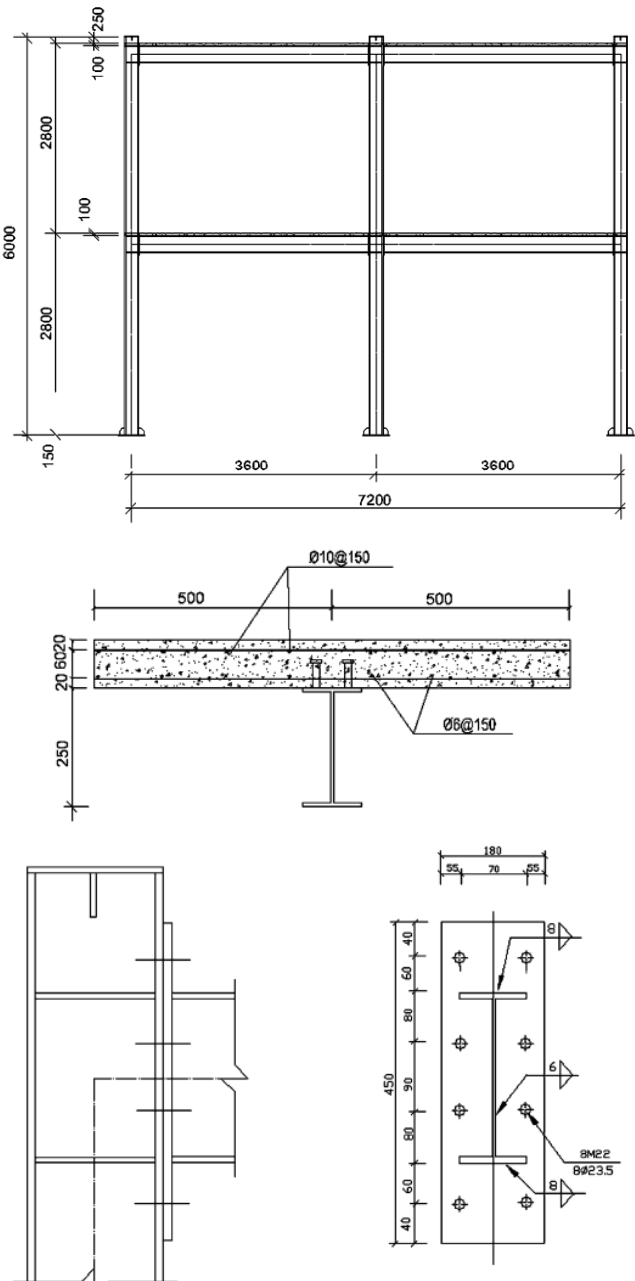
Quadro 11: Fichamento bibliográfico das pesquisas experimentais sobre estruturas mistas de aço e concreto considerando a influência das ligações mistas.

(continua)

Autoria (Ano)	Título e contribuições
Wald <i>et al.</i> (2006)	<p>Título: <i>Experimental behaviour of a steel structure under natural fire</i></p> <p>Apresentaram um extenso programa experimental em um compartimento de um edifício de 8 pavimentos, em estrutura mista de aço e concreto;</p> <p>Afirmam que as normas técnicas para dimensionamento estrutural em situação de incêndio fundamentam-se em testes de elementos isolados sujeitos a um incêndio padrão, que não refletem adequadamente o comportamento global de um edifício, visto que a interação entre os elementos não é contemplada;</p> <p>O desempenho de estruturas reais sujeitas a incêndios reais costuma ser muito melhor do que o previsto em testes padrão devido à continuidade estrutural e à ocorrência de caminhos de carga alternativos.</p>   

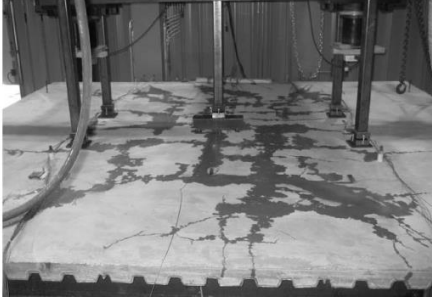
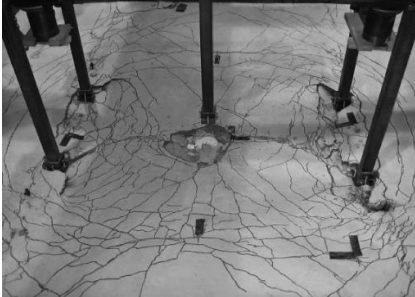
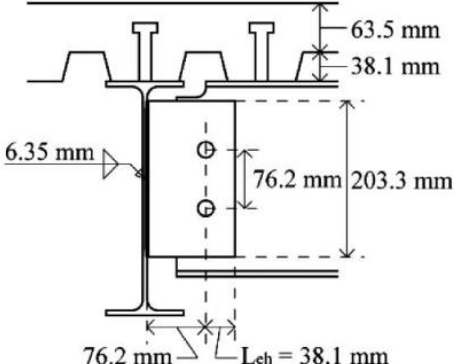

Quadro 11: Fichamento bibliográfico das pesquisas experimentais sobre estruturas mistas de aço e concreto considerando a influência das ligações mistas.

(continuação)

Autoria (Ano)	Título e contribuições
Dong, Zhu e Prasad (2009)	<p>Título: <i>Thermal and structural response of two-storey two-bay composite steel frames under furnace loading</i></p> <p>Avaliaram o comportamento termoestrutural de pórticos mistos de aço e concreto em situação de incêndio;</p> <p>O comportamento da estrutura foi altamente dependente do número e localização dos compartimentos que foram submetidos ao carregamento térmico;</p> <p>Forneceram informações acerca das temperaturas nos elementos estruturais, evolução dos deslocamentos, fissuração da laje, ruptura das ligações viga-pilar e de efeitos locais de flambagem.</p> 

Quadro 11: Fichamento bibliográfico das pesquisas experimentais sobre estruturas mistas de aço e concreto considerando a influência das ligações mistas.

(conclusão)

Autoria (Ano)	Título e contribuições
Dong e Prasad (2009a)	<p>Título: <i>Thermal and structural response of a two-story, two bay composite steel frame under fire</i></p> <p>Continuidade de Dong, Zhu e Prasad (2009);</p> <p>Em todos os testes, os elementos mais críticos foram os pilares. Isso sugere que em uma estrutura de edifício típica, os pilares devem ser, preferencialmente, protegidos;</p> <p>O desempenho durante a fase de resfriamento pode ser drasticamente diferente da fase de aquecimento. Logo, é importante considerar ambas as fases de incêndio no projeto;</p> <p>Os pórticos com laje maciça convencional e os pórticos com pisos mistos de pequena altura apresentaram resistência ao fogo parecida.</p>
Dong e Prasad (2009b)	<p>Título: <i>Experimental study on the behavior of full-scale composite steel frames under furnace loading</i></p> <p>Continuidade de Dong e Prasad (2009a);</p> <p>Observaram que durante a fase de aquecimento, a expansão térmica da viga foi contida e uma força de compressão foi gerada na ligação;</p> <p>Durante a fase de resfriamento, a temperatura da laje de concreto foi superior à da viga de aço;</p> <p>A laje de concreto, ao ser aquecida, se expandiu e empurrou os pilares, enquanto a viga mista se contraiu durante a fase de resfriamento. Isso resultou em forças de tração na conexão e, por fim, levou à formação de uma lacuna entre a placa de ligação e o pilar;</p> <p>Em todos os testes, Dong e Prasad (2009b) observaram maior concentração de fissuras próximo à ligação viga-pilar.</p>
Wellman et al. (2011)	<p>Título: <i>Experimental evaluation of thin composite floor assemblies under fire loading</i></p> <p>Realizaram estudos experimentais de pisos mistos finos de aço e concreto, sujeitos a ações permanentes e provenientes do fogo;</p> <p>Apesar de a variação do tipo de ligação, as quais possuem comportamento rotacional e deformacional diferente, nenhuma delas falhou ou fraturou (incluindo fratura por cisalhamento do parafuso) durante as fases de aquecimento ou resfriamento do teste.</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around;">   </div> <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;">   </div>

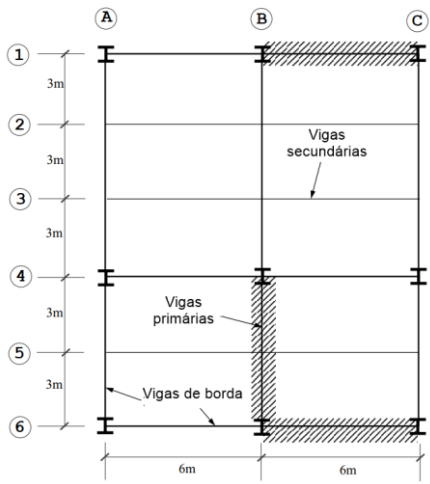
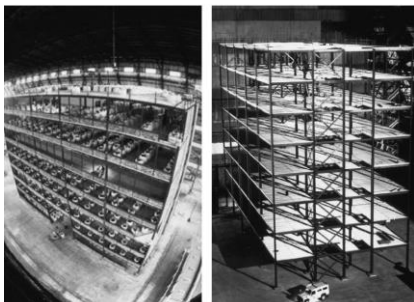
Fonte: Elaborado pelo autor.

3.2.6 PESQUISAS NUMÉRICAS SOBRE ESTRUTURAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO CONSIDERANDO A INFLUÊNCIA DAS LIGAÇÕES MISTAS E/OU SOBRE LIGAÇÕES MISTAS VIGA-VIGA

O Quadro 12 expõe um fichamento bibliográfico das pesquisas sobre estruturas mistas de aço e concreto considerando a influência das ligações mistas e/ou sobre ligações mistas viga-viga.

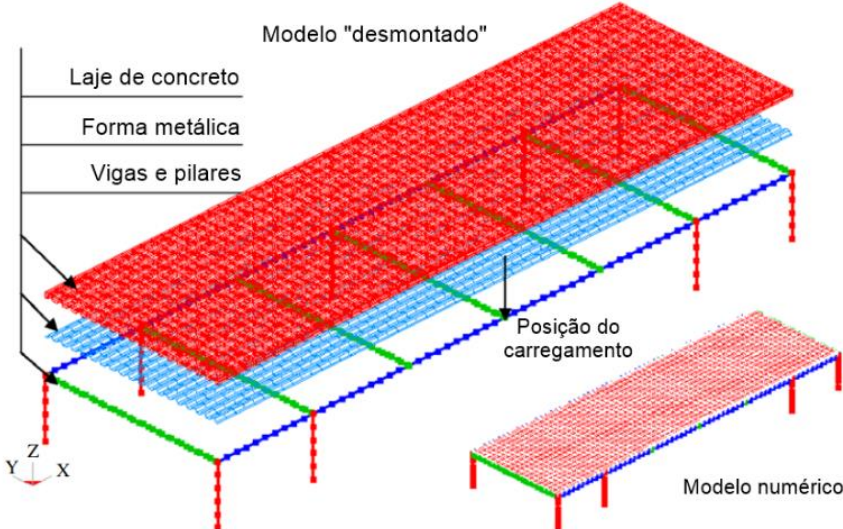
Quadro 12: Fichamento bibliográfico das pesquisas numéricas sobre estruturas mistas de aço e concreto considerando a influência das ligações mistas.

(continua)

Autoria (Ano)	Título e contribuições
Lamont e Usmani (2003)	<p>Título: <i>Possible 'panel instability' in composite deck floor systems under fire</i></p> <p>Descreveram um mecanismo de "instabilidade de painel" em lajes mistas de aço e concreto em situação de incêndio, o qual caracteriza-se por um rápido aumento na deflexão do piso misto; Demonstraram que as ligações mistas possuem importância fundamental na ocorrência da instabilidade.</p> 
Foster <i>et al.</i> (2007)	<p>Título: <i>Thermal and structural behaviour of a full-scale composite building subject to a severe compartment fire</i></p> <p>Apresentam uma investigação numérica, verificada com base em testes de incêndio em um edifício misto de aço e concreto com vários pavimentos, conduzido em 2003, em Cardington, Reino Unido;</p> <p>Demonstraram a influência da proteção térmica nas regiões de ligação das vigas primárias e os efeitos dos diferentes tipos de restrições;</p> <p>Foster <i>et al.</i> (2007) destacam que é comum proteger vigas e pilares de aço utilizando espessuras prescritas de materiais de proteção contra incêndio, cujo objetivo é simplesmente limitar as temperaturas do aço a valores dependentes do tempo requerido de resistência ao fogo. Porém, as espessuras prescritas, em alguns casos, não levam em conta a carga de incêndio, a ventilação e propriedades do compartimento.</p> 

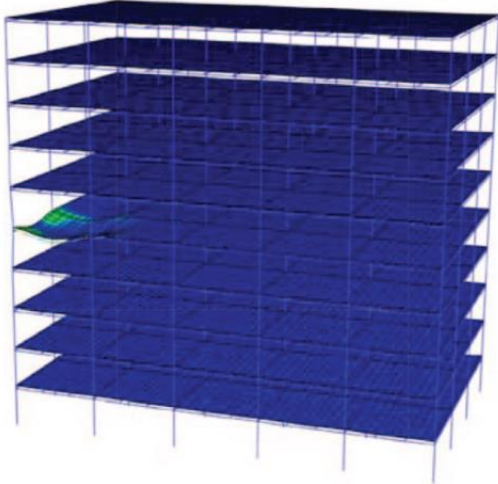
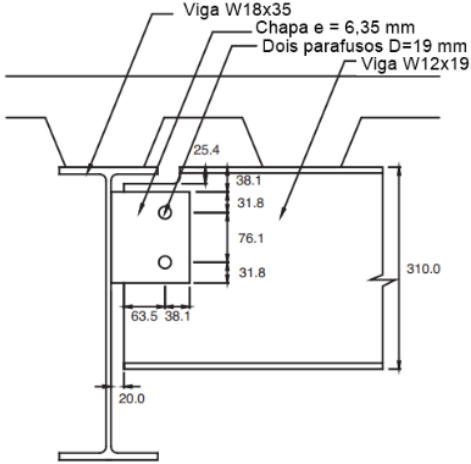
Quadro 12: Fichamento bibliográfico das pesquisas numéricas sobre estruturas mistas de aço e concreto considerando a influência das ligações mistas.

(continuação)

Autoria (Ano)	Título e contribuições
Yu, Zha e Ye (2010)	<p>Título: <i>The influence of joints and composite floor slabs on effective tying of steel structures in preventing progressive collapse</i></p> <p>Investigaram a influência de ligações e lajes mistas para prevenir colapsos progressivos;</p> <p>Propuseram métodos para prevenir o colapso progressivo e concluíram que possíveis soluções são o uso da protensão e de um concreto com menor fissuração próximo às ligações.</p> 
Kodur <i>et al.</i> (2013)	<p>Título: <i>Modeling the response of composite beam–slab assemblies exposed to fire</i></p> <p>Realizaram estudos adicionais pautados no ensaio experimental de Wellman <i>et al.</i> (2011);</p> <p>A ação mista entre a viga e a laje aumenta significativamente o desempenho ao fogo da estrutura, transferindo a carga de gravidade das vigas internas enfraquecidas pelo fogo para as vigas adjacentes;</p> <p>Quanto à variação dos tipos de ligações, nenhuma conclusão muito nítida foi notada, visto que elas não tiveram influência significativa na resistência geral ao fogo dos conjuntos viga-laje;</p> <p>Em todos os testes, nenhuma falha ocorreu na ligação, apesar de elas estarem sujeitas a temperaturas elevadas e deformações permanentes.</p>

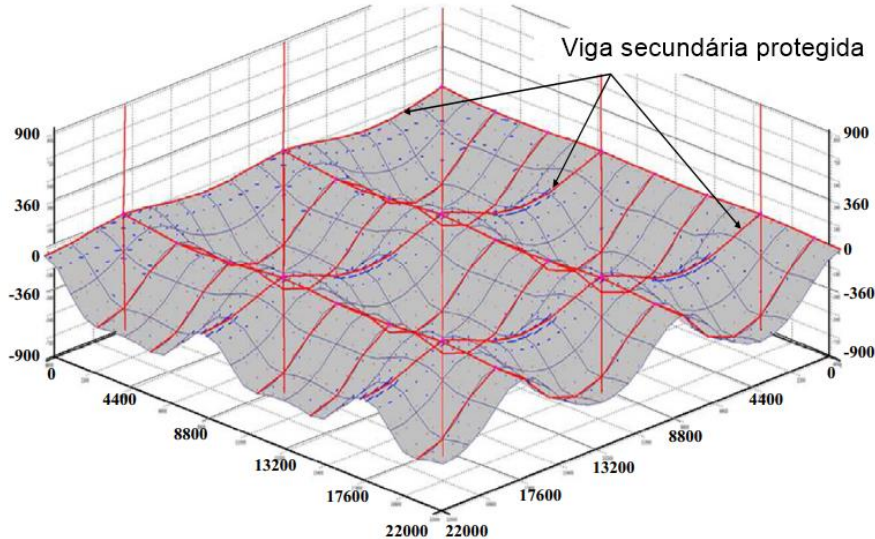
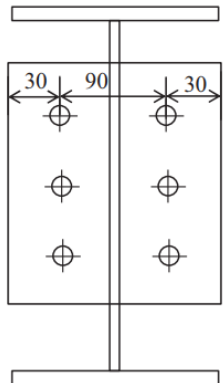
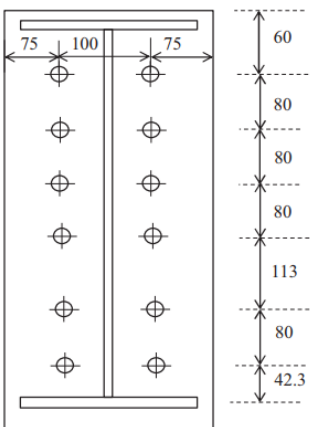
Quadro 12: Fichamento bibliográfico das pesquisas numéricas sobre estruturas mistas de aço e concreto considerando a influência das ligações mistas.

(continuação)

Autoria (Ano)	Título e contribuições
<p>Agarwal, Selden e Varma (2014)</p>	<p>Título: <i>Stability behavior of steel building structures in fire conditions: role of composite floor system with shear-tab connections</i></p> <p>Analisaram a estabilidade de pisos mistos de aço concreto com ligações constituídas por guias de cisalhamento em situação de incêndio;</p> <p>Em temperaturas elevadas, a viga mista de aço e concreto sofre alongamento, esforços de momento negativo e rotação nas extremidades da viga. Isso resulta em demandas adicionais de rotação e compressão nas conexões nas extremidades;</p> <p>As ligações forneceram significativa resistência ao momento negativo nas extremidades da viga em temperaturas elevadas. A capacidade resistente ao momento negativo nas conexões com guias de cisalhamento aumentou a capacidade de flexão da viga mista redistribuindo efetivamente as demandas de momento devido verticais aplicadas.</p>   <p>Viga W18x35 Chapa e = 6,35 mm Dois parafusos D=19 mm Viga W12x19</p> <p>25.4 38.1 31.8 76.1 31.8 63.5 38.1 20.0 310.0</p>

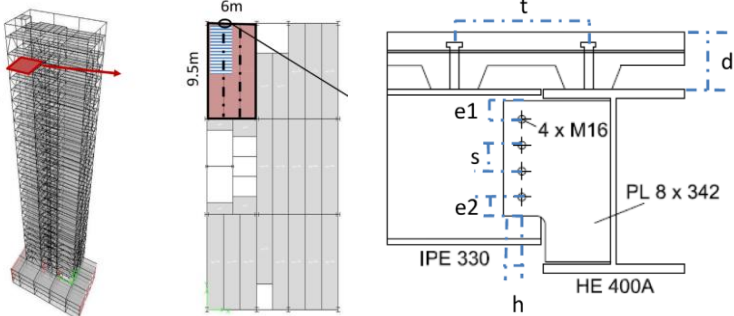
Quadro 12: Fichamento bibliográfico das pesquisas numéricas sobre estruturas mistas de aço e concreto considerando a influência das ligações mistas.

(continuação)

Autoria (Ano)	Título e contribuições
<p>Lin, Huang e Fan (2015)</p>	<p>Título: <i>The effects of protected beams and their connections on the fire resistance of composite buildings</i></p> <p>Investigaram o comportamento de um piso misto de aço e concreto em situação de incêndio, com foco nas vigas e ligações;</p> <p>Observaram que as cargas elevadas resultam em ruptura por cisalhamento vertical das ligações que conectam as vigas secundárias protegidas aos pilares, o que prejudica significativamente as condições de suporte vertical nos painéis de laje de piso dentro do compartimento de incêndio;</p> <p>Uma vez que as conexões das vigas protegidas falhem, o suporte vertical para o painel da laje diminuiria;</p> <p>Enfatizaram a importância de projetar adequadamente vigas secundárias e ligações para garantir a segurança estrutural em situação de incêndio.</p> <div style="text-align: center;">  </div> <div style="display: flex; justify-content: center; align-items: center; gap: 20px;"> <div style="text-align: center;">  </div> <div style="text-align: center;">  </div> </div>

Quadro 12: Fichamento bibliográfico das pesquisas numéricas sobre estruturas mistas de aço e concreto considerando a influência das ligações mistas.

(conclusão)

Autoria (Ano)	Título e contribuições
Selamet e Bolukbas (2016a)	<p>Título: <i>Fire resilience of shear connections in a composite floor: Numerical investigation</i></p> <p>Apresentaram uma investigação numérica sobre o desempenho de um sistema de piso misto de aço e concreto dotado de ligações de cisalhamento viga-viga, em temperaturas elevadas;</p> <p>A conexão de cisalhamento deformou excessivamente durante as fases iniciais do incêndio. Ela atinge sua capacidade rotacional e axial durante a fase de resfriamento do fogo, resultando na falha dos parafusos por esforços de cisalhamento e flexão combinados;</p> <p>O mecanismo de ação da membrana de tração da laje é totalmente mobilizado antes do término da fase de aquecimento, quando o reforço na região média do piso começa a se deformar por tensões de tração. A viga interna provoca um desenvolvimento prematuro da ação da membrana de tração;</p> <p>A laje de concreto sobre a ligação desenvolve grandes tensões de tração, mas devido à ductilidade da armadura, nenhuma ruptura é observada;</p> <p>Os parafusos da conexão sofrem grande cisalhamento devido à força axial na viga, bem como alguma tensão devido à flambagem fora do plano da placa única. Além disso, os parafusos superiores e inferiores não têm uma capacidade resistente suficiente para resistir aos esforços de tração e flexão suficiente, o que leva à falha; devido à grande rotação na conexão, os parafusos superiores e inferiores falham primeiro;</p> <p>As armaduras paralelas às vigas internas devem ter um diâmetro maior para estabelecer tensões semelhantes em ambas as direções; para minimizar a deformação da placa única, seu comprimento deve ser limitado à profundidade da alma da viga;</p> <p>Os parafusos devem ser dimensionados considerando a combinação de cisalhamento e tensão. Parafusos superdimensionados devem ser usados nos orifícios dos parafusos superiores e inferiores na viga.</p> 
Selamet e Bolukbas (2016b)	<p>Título: <i>Fire performance of single plate shear connections in a composite floor</i></p> <p>Continuidade de Selamet e Bolukbas (2016a);</p> <p>Em todas as análises, as ligações falharam por cisalhamento do parafuso e/ou por flambagem da placa de ligação</p> <p>A laje está sob carga de gravidade à temperatura ambiente, a adição de vigas de borda e vigas internas reduz significativamente as deflexões da laje;</p> <p>As vigas de borda fornecem restrição rotacional à laje e as vigas internas aumentam a rigidez flexural da laje;</p> <p>Quando a laje está em condições de incêndio, as vigas de borda fornecem restrição rotacional significativa à laje e reduzem as deflexões da laje;</p> <p>O desempenho da ligação de cisalhamento afeta a força interna e a distribuição do momento na viga secundária, bem como o limite de deflexão do piso misto;</p> <p>Quando a laje está em temperaturas máximas, as vigas interiores desprotegidas não contribuem para a capacidade de carga do piso misto com estrutura de aço e as tensões principais na laje de concreto são quase idênticas com ou sem vigas secundárias.</p>

Fonte: Elaborado pelo autor.

3.2.7 TESES E DISSERTAÇÕES NACIONAIS SOBRE LIGAÇÕES MISTAS DE AÇO E CONCRETO

A revisão sistemática em bancos de teses e dissertações nacionais teve o intuito de complementar a revisão sistemática conduzida em bases de periódicos internacionais, descrita anteriormente.

Assim, em maio/2023, foi realizada uma busca de teses e dissertações, publicadas a partir do ano de 1900, na Biblioteca Digital Brasileira de Teses e Dissertações (BDTD). Inicialmente, a seguinte *string* de busca foi utilizada:

- "(ligações OR ligação) AND (mista OR mistas)" no título
- "(temperatura* OR fogo OR incêndio)" em qualquer lugar do documento.

Em outras palavras, buscou-se por teses e dissertações que apresentações as palavras “ligação” ou “ligações” e “mista” ou “mistas” no título e algum dos seguintes termos em qualquer parte do documento: “temperatura*”; “fogo”; “incêndio”.

Utilizando a *string* descrita, nenhum trabalho foi encontrado, indicando a carência e/ou inexistência de trabalhos nacionais sobre ligações mistas de aço e concreto em situação de incêndio.

Por esse motivo, a *string* de busca foi alterada de forma a descartar a variável “incêndio”: “(ligações OR ligação) AND (mista OR mistas)” no título. Foram encontrados 32 trabalhos. Dentre eles, haviam 12 trabalhos que tratavam sobre ligações metálicas envolvendo vigas e/ou pilares mistos e/ou sistemas mistos com madeira ao invés de aço, e um trabalho que tratava sobre ligações químicas, o qual foi descartado. Os 19 trabalhos restantes estão sintetizados, cronologicamente, no Quadro 13.

Quadro 13: Principais metadados das teses e dissertações nacionais sobre ligações mistas de aço e concreto.

(continua)

Autor (Ano)	Tipo	Universidade	Título
Pires (2003)	Dissertação	UFMG	Automação do cálculo de vigas mistas semicontínuas incluindo ligações mistas
Figueiredo (2004)	Tese	USP	Ligações mistas viga-pilar - análise teórica e experimental
Cabral (2004)	Dissertação	UFOP	Análise teórico-experimental de ligações mistas em perfis formados a frio.
Mata (2005)	Tese	UFMG	Método de análise de sistemas deslocáveis com ligações mistas de aço e concreto, fundamentado teórica e experimentalmente
Tristão (2006)	Tese	USP	Análise teórica e experimental de ligações viga mista-pilar de extremidade com cantoneiras de assento e alma
Quinonez (2007)	Dissertação	UFMG	Comportamento de ligações mistas viga-pilar em perfis formados a frio com conectores de parafuso e rebite com rosca interna
Farias (2008)	Dissertação	USP	Estudo teórico-experimental do efeito da laje na transferência de forças em ligações viga-pilar misto preenchido
Bessa (2009)	Tese	USP	Análise experimental e numérica de ligações viga mista-pilar com cantoneiras de alma e assento - pavimento tipo e ligações isoladas

Quadro 14: Principais metadados das teses e dissertações nacionais sobre ligações mistas de aço e concreto.

(conclusão)

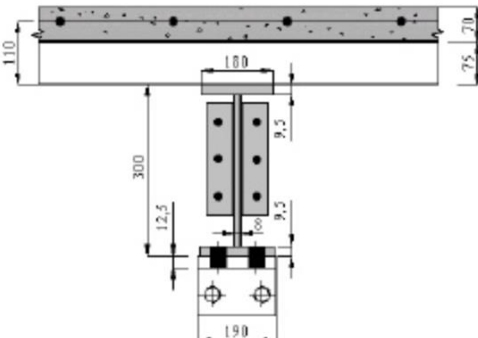
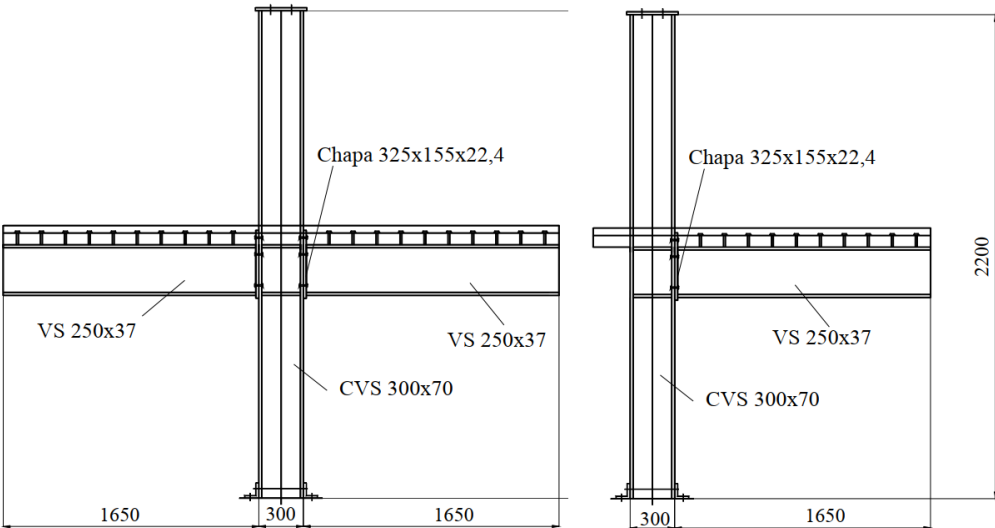
Mairal (2010)	Dissertação	USP	Análise estrutural de vigas mistas de aço e concreto em perfis formados a frio: estudo da ligação viga-pilar e da região de momento negativo
Kataoka (2011)	Tese	USP	Estudo do comportamento de ligações viga-pilar preenchido submetidos a ações cíclicas
Conceicao (2011)	Dissertação	UFMG	Ligação mista viga-pilar resistente a momento
Pulido (2014)	Dissertação	UFSCar	Influência do comportamento das ligações na estabilidade de estruturas mistas de aço e concreto
Santos (2014)	Dissertação	UFSCar	Análise numérica de uma ligação mista viga-pilar com chapa passante
Rodrigues (2015)	Tese	PUC/RJ	Estudo teórico-experimental das componentes mistas em ligações semirrígidas
Silva (2015)	Dissertação	PUC/RJ	Análise teórica-experimental de ligação viga-pilar semirrígida mista com conectores tipo "perfobond" nas vigas
Tineo (2016)	Dissertação	UFSCar	Ligação mista viga-pilar preenchido com chapa passante: modelagem numérica e análise paramétrica
Campelo (2018)	Dissertação	UFOP	Estudo numérico de ligações mistas de aço e concreto em vigas semicontínuas.
Kochem (2018)	Dissertação	UFSCar	Modelagem numérica de piso misto de aço e concreto de pequena altura: ênfase na ligação viga-pilar
Bello (2020)	Dissertação	Unicamp	Análise numérica do comportamento semirrígido de uma ligação mista viga-pilar com chapa de topo estendida

Fonte: Elaborado pelo autor.

O Quadro 15 expõe um fichamento bibliográfico das teses e dissertações nacionais sobre ligações mistas de aço e concreto.

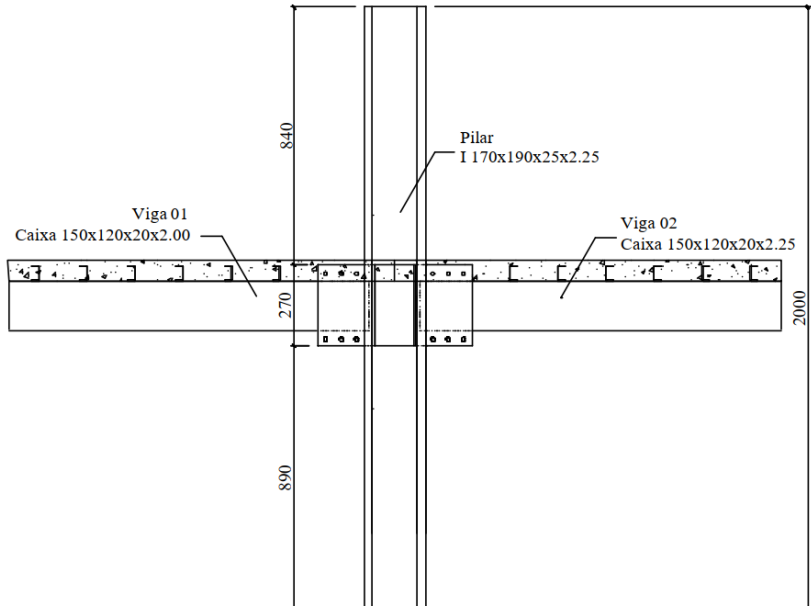
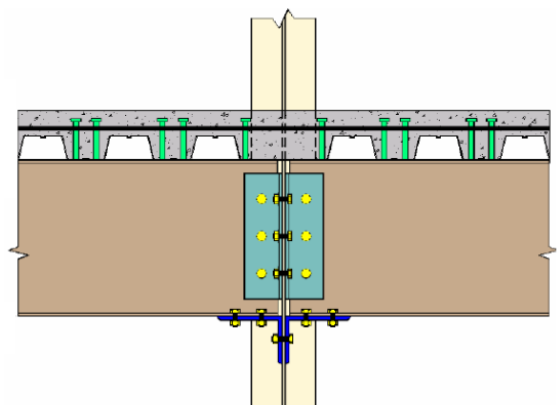
Quadro 15: Fichamento bibliográfico das teses e dissertações nacionais sobre ligações mistas de aço e concreto.

(continua)

Autoria (Ano)	Tema e contribuições
Pires (2003)	<p>Desenvolveu um programa, em linguagem Delphi, com o objetivo de dimensionar vigas mistas semicontínuas. Tal programa considera a análise rígido-plástica para estados limites últimos e análise elástica para o estado limite de utilização;</p> <p>A utilização de ligações mistas proporciona reduções de peso próprio significativas, sobretudo para grandes obras;</p> <p>A contribuição das cantoneiras da alma na resistência da ligação mista a momento fletor não é significativa (inferior a 10% no exemplo estudado);</p> <p>Na prática, economias de peso da ordem de 10% têm justificado a utilização de ligações mistas em sistemas mistos, apesar do maior custo de fabricação e dos elementos adicionais para execução da ligação.</p> 
Figueiredo (2004)	<p>Conduziu um programa experimental de ligações mistas com chapa de topo estendida;</p> <p>Estabeleceu um esquema de ensaio adequado para análise de ligações mistas, tanto em modelos cruciformes (ligações internas) como em modelos que representam ligações de canto (modelos em T);</p> <p>Foi proposto um modelo analítico para cálculo do momento resistente de ligações mistas com chapa de topo estendida;</p> <p>Desenvolveu um modelo numérico simplificado, com baixo custo computacional, que pudesse descrever o comportamento momento-rotação de ligações com chapa de topo estendida.</p> 

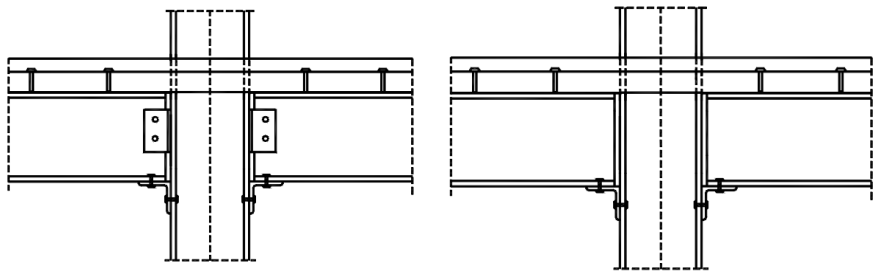
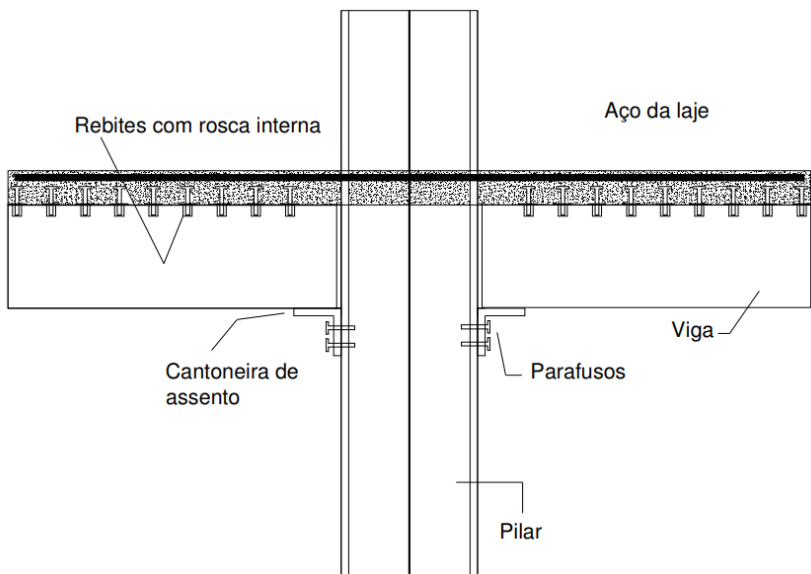
Quadro 15: Fichamento bibliográfico das teses e dissertações nacionais sobre ligações mistas de aço e concreto.

(continuação)

<p>Cabral (2004)</p>	<p>Realizou análises teóricas e experimentais em ligações mistas viga-pilar em perfis formados a frio;</p> <p>O programa experimental foi composto por cinco ensaios, em três diferentes configurações de ligações mistas, que permitiram determinar as suas respectivas curvas momento-rotação e rigidezes;</p> <p>As curvas momento x rotação das ligações mistas apresentam comportamento bi-linear em sua fase elástica, apresentando inclinações mais elevadas no início do carregamento e, a partir do instante em que ocorrem as primeiras fissuras no concreto próximas às ligações, tem-se inclinações menores;</p> <p>Em todos os ensaios, ocorreu o escoamento das armaduras negativas da laje e as diferenças entre os resultados dos ensaios de protótipos idênticos estão associadas a diversos fatores, tais como folga e imperfeições provenientes da montagem e concretagem dos protótipos, variação da resistência do concreto e em sua homogeneização.</p> 
<p>Mata (2005)</p>	<p>Desenvolveu procedimentos de análise de pórticos deslocáveis com ligações mistas de aço e concreto;</p> <p>Fundamentando nos componentes básicos de ligações mistas, o método proposto permite determinar a resistência, a rigidez e a capacidade de rotação de ligações mistas de aço e concreto com cantoneira de alma e de assento;</p> <p>Apresenta uma análise crítica dos parâmetros que influenciam o comportamento da ligação mista em pórticos deslocáveis.</p> 

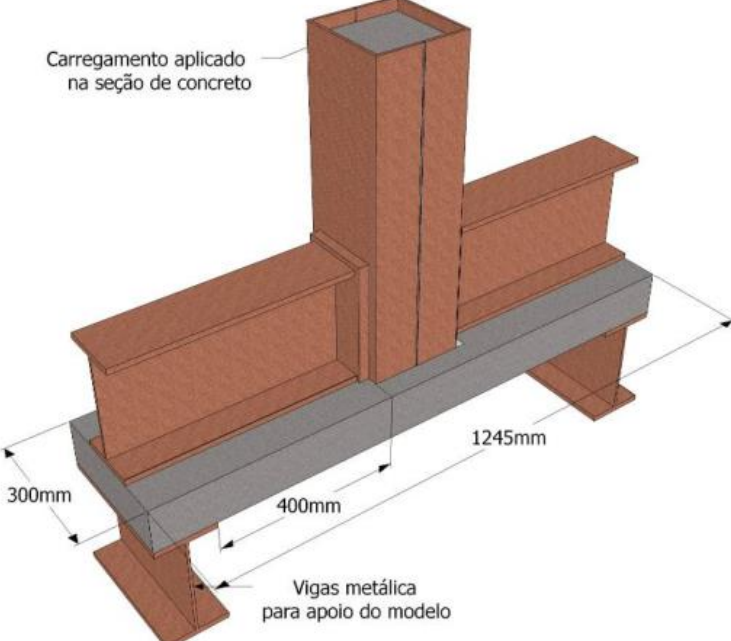
Quadro 15: Fichamento bibliográfico das teses e dissertações nacionais sobre ligações mistas de aço e concreto.

(continuação)

<p>Tristão (2006)</p>	<p>Realizou estudos numéricos e experimentais do comportamento estrutural das ligações viga mista-pilar com cantoneiras de alma e assento e ligações com apenas cantoneira de assento;</p> <p>Desenvolveu um procedimento para avaliação do comportamento das ligações mistas com cantoneiras de alma e assento e com chapa de topo;</p> <p>Nas ligações com enrijecedor de alma do pilar, a aplicação da força de compressão no pilar reduziu a rigidez inicial em 11%, mostrando que a influência da força de compressão para a rigidez inicial foi muito maior para as ligações sem enrijecedor do que com enrijecedor na alma;</p> <p>Após o momento de colapso das ligações ensaiadas, devido à ruptura da laje de concreto ou ruptura da armadura, o momento na ligação diminuiu abruptamente para um patamar equivalente à resistência da ligação em aço (cantoneiras e parafusos), resultando numa ductilidade elevada até o final do ensaio;</p> <p>O comportamento da ligação submetida ao carregamento cíclico foi condicionado pelas fissuras da laje de concreto na interface laje-viga, esmagamento do concreto na interface laje-mesa do pilar e flexão da cantoneira de assento.</p> 
<p>Quinonez (2007)</p>	<p>Conduziu uma pesquisa teórico-experimental realizada para estudar o comportamento e a resistência de ligações mistas, semirrígidas com placa estendida, em estruturas de prédios com até sete pavimentos. Nas ligações, o autor utilizou como conectores de cisalhamento parafusos sextavados e rebites tubulares com rosca interna;</p> <p>A altura das vigas pouco afetou o momento último e a capacidade de rotação da ligação, porém a altura influenciou significativamente a rigidez inicial da ligação;</p> <p>Não foram observados estados limites não-dúcteis como, por exemplo, rupturas de parafusos e de armaduras.</p> 

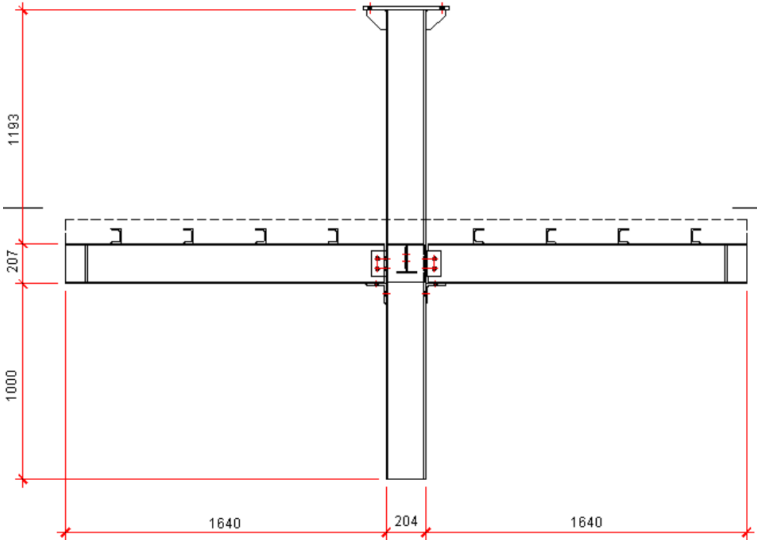
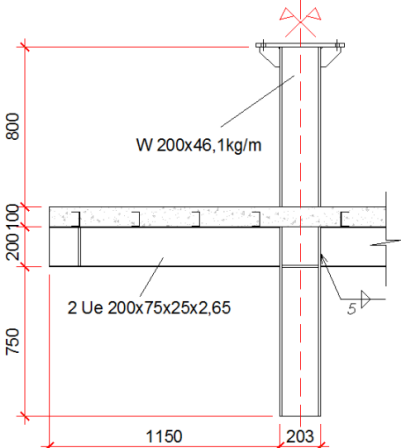
Quadro 15: Fichamento bibliográfico das teses e dissertações nacionais sobre ligações mistas de aço e concreto.

(continuação)

Farias (2008)	<p>Realizou estudos teóricos e experimental acerca do efeito da laje na transferência de forças em ligações viga-pilar misto preenchido;</p> <p>Foram analisados três modelos experimentais que se diferenciam pela ausência ou tipo de conector de cisalhamento presente na região interna do pilar misto;</p> <p>Os resultados obtidos mostraram que a ruptura da ligação passou a ser determinada pela laje, associada ao escoamento da armadura longitudinal sem que a ligação viga-pilar fosse comprometida;</p> <p>A análise paramétrica realizada com o modelo numérico e considerando, a variação da taxa de armadura, indicou que a armadura da borda da laje foi o elemento preponderante na ruptura. Com o acréscimo da taxa de armadura houve um aumento da resistência da ligação. Acredita-se que uma taxa de armadura muito elevada pode possibilitar a mobilização de outros componentes da ligação, podendo levar a outros modos de ruptura.</p>  <p>Carregamento aplicado na seção de concreto</p> <p>300mm</p> <p>400mm</p> <p>1245mm</p> <p>Vigas metálica para apoio do modelo</p>
---------------	--

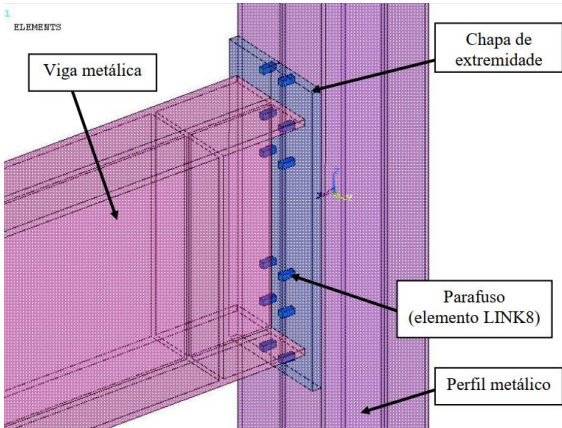
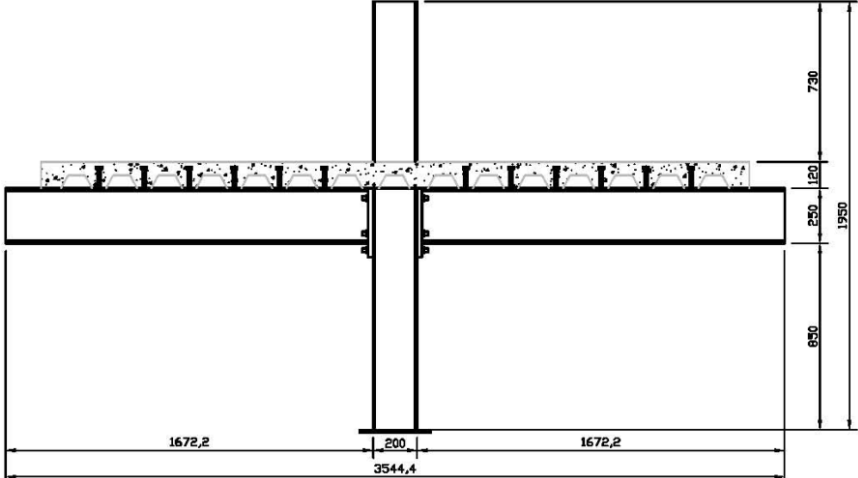
Quadro 15: Fichamento bibliográfico das teses e dissertações nacionais sobre ligações mistas de aço e concreto.

(continuação)

<p>Bessa (2009)</p>	<p>Realizou análises teóricas e experimentais de ligações mistas viga-pilar com cantoneiras de alma e assento;</p> <p>Avaliaram os efeitos da fissuração da laje no comportamento da ligação (rigidez inicial e momento resistente), o acréscimo da taxa de armadura secundária e os detalhes propostos para a ancoragem das armaduras longitudinais;</p> <p>No pavimento tipo, a fissuração da laje na etapa de carregamento distribuído não resultou numa considerável perda da rigidez inicial das ligações, embora o mecanismo de fissuração observado tenha sido o mesmo quando comparado aos modelos isolados. Este resultado é atribuído à continuidade da viga na direção do eixo de menor inércia do pilar, que possibilitou uma melhor redistribuição das tensões de tração nas armaduras da laje, mesmo com a condição de fissuração anterior;</p> <p>O acréscimo da taxa de armadura secundária da viga mista (de 0,2% para 1%) mostrou-se eficiente na restrição da abertura de fissuras da laje na região próxima da ligação.</p> 
<p>Mairal (2010)</p>	<p>Investigou o comportamento da ligação mista viga-pilar constituída por perfis formados a frio com seção duplo "U" enrijecido;</p> <p>A curva momento x rotação do modelo parafusado apresentou uma mudança brusca de inclinação após o início do processo de fissuração da laje, e apresentou um comportamento bilinear, diferentemente do modelo soldado;</p> <p>A capacidade de rotação do modelo parafusado foi aproximadamente seis vezes superior a do modelo soldado, mostrando a maior ductilidade desse tipo de ligação.</p> 

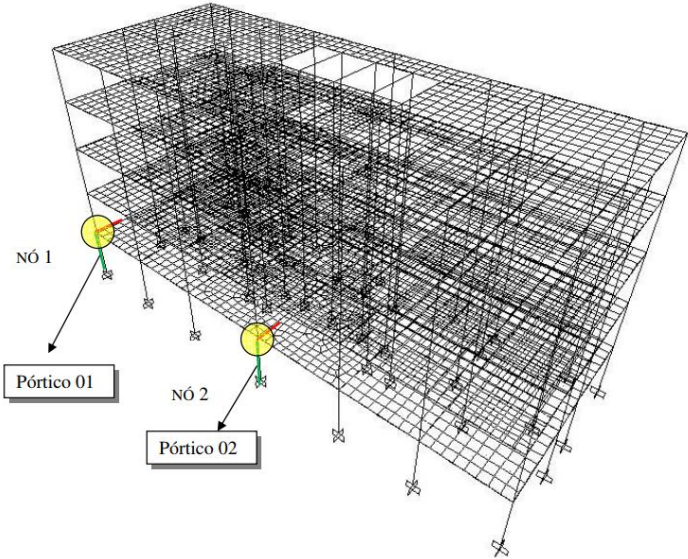
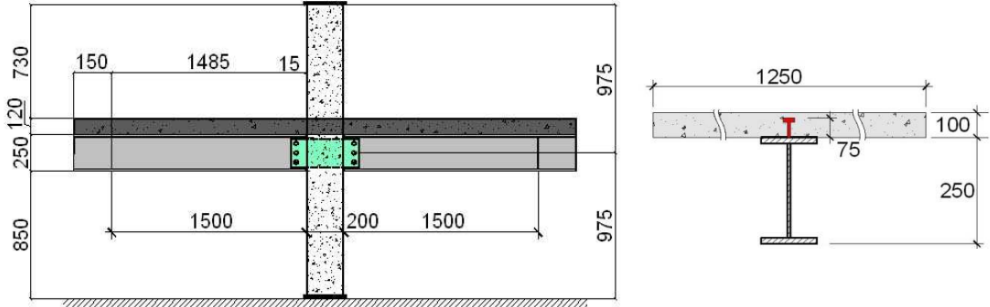
Quadro 15: Fichamento bibliográfico das teses e dissertações nacionais sobre ligações mistas de aço e concreto.

(continuação)

<p>Conceição (2011)</p>	<p>Estudou numericamente o comportamento de ligações mistas viga-pilar, com chapa de extremidade estendida;</p> <p>Foi proposto um modelo mecânico preliminar para determinação da resistência a momento da ligação;</p> <p>A força normal de compressão no pilar, independentemente da sequência de aplicação do carregamento, aumenta a resistência a momento da ligação mista;</p> <p>A falha da ligação, para os casos específicos avaliados no estudo paramétrico, foi limitada pelas resistências à tração horizontal, provenientes da ligação parafusada e do esmagamento do concreto;</p> <p>O cobrimento de concreto da chapa de extremidade influencia significativamente na resistência a momento da ligação.</p> 
<p>Kataoka (2011)</p>	<p>Estudou, por meio de ensaios experimentais e análises numéricas, ligações mistas com parafusos passantes entre pilares metálicas preenchidos com concreto e vigas mistas, submetidas às ações cíclicas;</p> <p>O diâmetro dos parafusos influenciou fortemente no comportamento da ligação. Especificamente, ao aumentar o diâmetro dos parafusos de 16 mm para 25 mm, a rigidez aumentou 15%;</p> <p>Não houveram alterações significativas no comportamento da ligação ao se variar a seção transversal das vigas;</p> <p>O aumento da altura da laje contribuiu diretamente para a aumento da rigidez da ligação. Porém, identificou-se um limite para o qual a altura da laje deixa de contribuir.</p> 

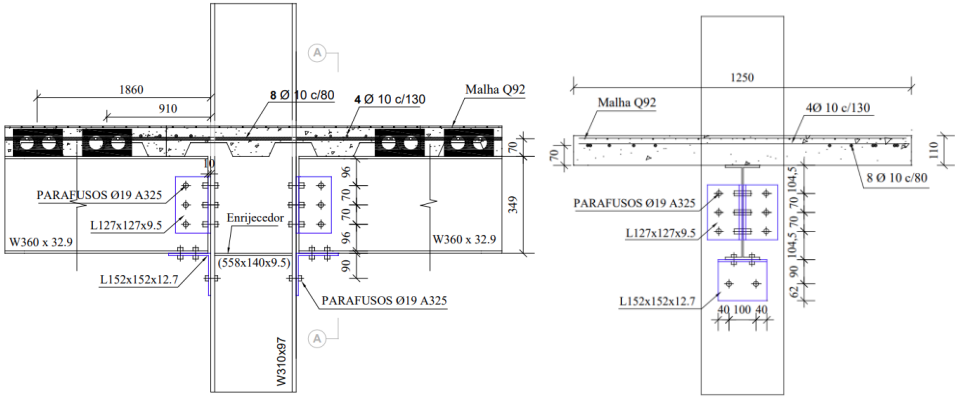
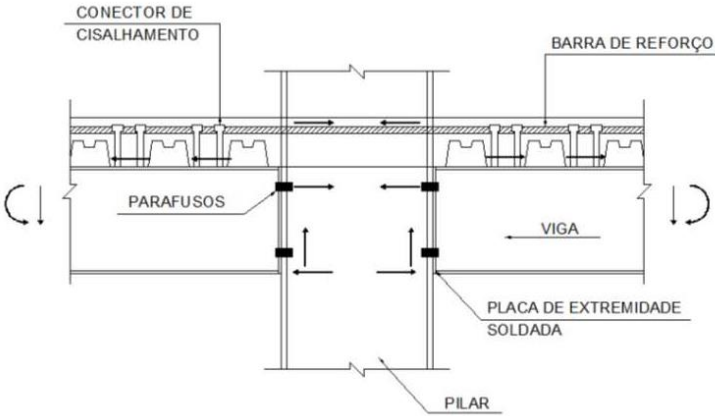
Quadro 15: Fichamento bibliográfico das teses e dissertações nacionais sobre ligações mistas de aço e concreto.

(continuação)

<p>Pulido (2014)</p>	<p>Estudou a influência do comportamento das ligações na estabilidade de estruturas mistas de aço e concreto.</p> <p>Demonstrou que a rigidez das ligações altera significativamente distribuição dos esforços e a variação no número de pavimentos influencia significativamente os parâmetros de estabilidade global;</p> <p>As ligações semirrígidas mostraram ser importantes para a aplicação em projetos, sendo possível obter estruturas semirrígidas com bons parâmetros de estabilidade aliado à economia no dimensionamento.</p> 
<p>Santos (2014)</p>	<p>Realizou um estudo numérico do comportamento de uma ligação mista viga-pilar com chapa passante;</p> <p>Conduziu uma análise paramétrica com as seguintes variáveis: taxa de armadura da laje de concreto, altura da laje e altura do perfil de aço da viga mista;</p> <p>A taxa de armadura apresentou-se como um parâmetro que influencia diretamente a capacidade resistente da ligação mista com chapa passante;</p> <p>A influência da altura do perfil da viga na capacidade resistente da ligação não é diretamente proporcional. Ele foi o parâmetro que apresentou maior influência na capacidade resistente da ligação;</p> <p>Os resultados da análise paramétrica mostraram que a variação da altura da laje foi o parâmetro que mais influenciou na capacidade resistente da ligação mista com chapa passante.</p> 

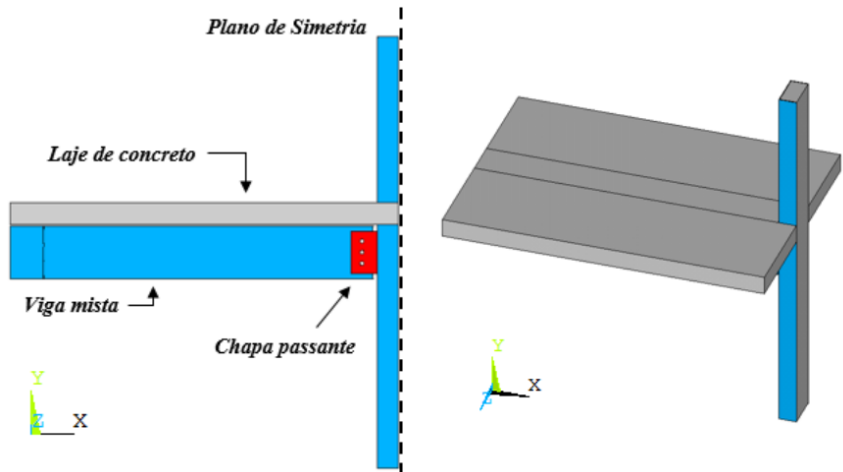
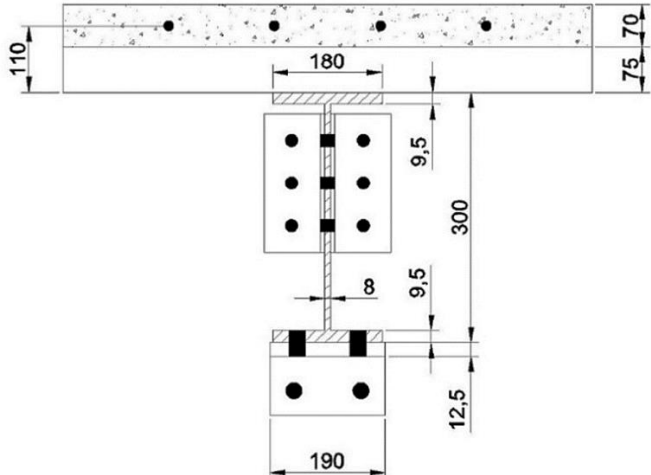
Quadro 15: Fichamento bibliográfico das teses e dissertações nacionais sobre ligações mistas de aço e concreto.

(continuação)

<p>Silva (2015)</p>	<p>Estudou o comportamento de uma ligação mista, com dupla cantoneira de alma e cantoneira de assento, utilizando conectores de cisalhamento do tipo "perfibond" para associar a viga de aço e a laje de concreto;</p> <p>Para atingir os objetivos do trabalho, foram realizados dois ensaios em escala real das ligações propostas. Os resultados experimentais foram comparados com dois modelos analíticos: o método proposto por Leon <i>et al.</i> em 1996 e o método presente no Anexo R da NBR 8800 (ABNT, 2008);</p> <p>O método proposto por Leon <i>et al.</i> (1996) avaliou bem a rigidez inicial das ligações, porém as outras características esperadas para a ligação eram bem maiores que as obtidas nos ensaios;</p> <p>O método proposto pela NBR 8800:2008 estimou de forma razoável o momento resistente e a capacidade de rotação. A rigidez de serviço, obtida por este método, foi bem menor que a obtida experimentalmente.</p> 
<p>Rodrigues (2015)</p>	<p>Realizou, inicialmente, um estudo teórico da aplicação do método das componentes para a análise do comportamento de ligações mistas semirrígidas com chapa de extremidade não estendida;</p> <p>Para fundamentar e verificar os estudos analíticos, conduziu um programa experimental para investigar as ligações em estruturas mistas, por meio de testes de <i>pull out</i>, considerados os modos de falha devido a ruptura da barra, da ancoragem da barra e da solda dos conectores.</p> 

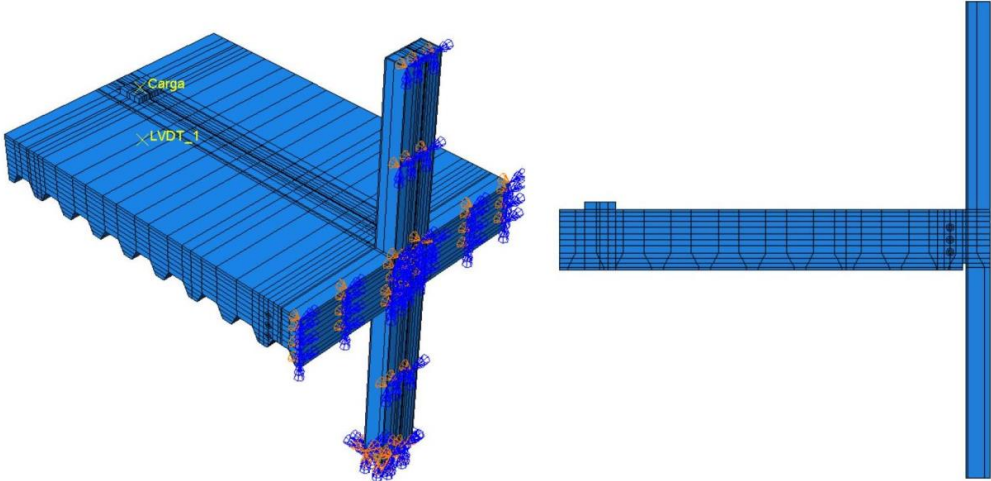
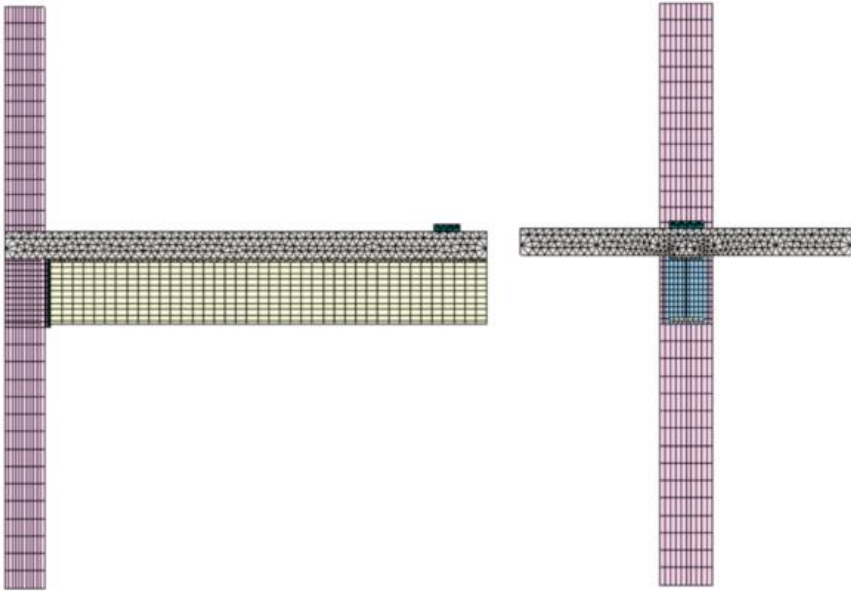
Quadro 15: Fichamento bibliográfico das teses e dissertações nacionais sobre ligações mistas de aço e concreto.

(continuação)

<p>Tineo (2016)</p>	<p>Desenvolveu modelos numéricos de ligação mista viga-pilar preenchido com chapa passante;</p> <p>Realizou análises paramétricas com as seguintes variáveis: taxa de armadura da laje, altura dos perfis de aço da viga mista, espessura da alma do perfil da viga mista, diâmetro dos parafusos, altura da laje, altura da chapa passante, resistência do concreto e resistência ao escoamento do aço;</p> <p>A altura da laje e as taxas de armadura resultaram nos maiores aumentos percentuais de momento máximo. Por outro lado, os maiores aumentos no momento resistido pelas ligações com as menores variações percentuais de valores do parâmetro analisado ocorreram para o diâmetro dos parafusos;</p> <p>As resistências dos materiais, da forma como foram variadas e avaliadas, não se constituíram em variáveis muito influentes no comportamento e na capacidade resistente das ligações;</p> <p>Quanto à rigidez inicial das ligações observou-se que os modelos com variações na altura da laje, no diâmetro dos parafusos e na resistência do aço apresentaram as maiores variações percentuais.</p> 
<p>Campelo (2018)</p>	<p>Realizou estudos numéricos de ligações mistas de aço e concreto em vigas semicontínuas;</p> <p>O autor desenvolveu exemplos análises de dimensionamento de ligações mistas semirrígidas com dupla cantoneira de alma e cantoneira de assento;</p> <p>A consideração das cantoneiras de ligação da alma promove um tímido acréscimo na resistência da ligação completa, cerca de 10%, porém como já é normalmente inserida nessas ligações e eleva-se pouco o trabalho de dimensionamento, torna-se viável sua consideração no cálculo, uma vez que irá promover uma maior resistência sem custo adicional.</p> 

Quadro 15: Fichamento bibliográfico das teses e dissertações nacionais sobre ligações mistas de aço e concreto.

(conclusão)

<p>Kochem (2018)</p>	<p>Desenvolveu modelos numéricos ligações mistas viga-pilar misto preenchido pertencente a um piso misto de pequena altura;</p> <p>Apresentou todos os procedimentos utilizados para o desenvolvimento do modelo numérico até sua verificação, incluindo um amplo estudo sobre o efeito dos modelos constitutivos dos materiais que compõem a ligação mista bem como da interface aço-concreto;</p> <p>A variação na taxa de armadura altera significativamente o comportamento momento-rotação da ligação. O acréscimo na taxa de armadura proporciona aumento do momento resistente e da rigidez rotacional ao passo que reduz a rotação da ligação mista.</p> 
<p>Bello (2020)</p>	<p>Realizou um estudo numérico do comportamento de ligações viga-pilar, mistas de aço e concreto, com chapa de extremidade não estendida;</p> <p>O modelo numérico foi calibrado com base no ensaio experimental de Figueiredo (2004);</p> <p>Observou-se numericamente que a incorporação da laje de concreto no cálculo da ligação metálica, tornando-a mista, proporcionou um aumento de 52% no momento máximo atingido e de 58% na rigidez da ligação. Na análise paramétrica, ao aumentar a taxa de armadura de 1% (modelo experimental) para 2%, a rigidez inicial da ligação aumentou em 22% e, para uma taxa de 3%, o aumento foi de 38%.</p> 

Fonte: Elaborado pelo autor.

3.2.8 LACUNAS IDENTIFICADAS NO TEMA

Na revisão bibliográfica dos trabalhos citados, diversas lacunas do conhecimento foram identificadas e/ou propostas para trabalhos futuros. Cronologicamente, tem-se que:

- Wald *et al.* (2006) destacaram que as normas técnicas e seu método de incêndio padrão são fundamentados em elementos isolados, os quais não refletem adequadamente o comportamento global da estrutura. Especificamente, Wald *et al.* (2006) afirmaram que ligações analisadas globalmente apresentam melhor desempenho em situação de incêndio do que as mesmas ligações analisadas isoladamente;
- Ranzi e Bradford (2007) afirmaram que havia uma carência de estudos que caracterizem o comportamento dos conectores de cisalhamento em temperaturas elevadas. Além disso, os autores defenderam a necessidade de novos estudos experimentais para melhor identificar seus modelos constitutivos tanto no sentido longitudinal quanto no transversal;
- Santiago *et al.* (2008) defenderam a necessidade de estudos adicionais sobre ligações mistas de aço e concreto, submetidas a temperaturas elevadas, a fim de otimizar o método das componentes;
- Dong, Zhu e Prasad (2009) avaliaram, experimentalmente, o comportamento termoestrutural de pórticos mistos de aço e concreto em situação de incêndio. Os autores estudaram o número e a localização dos compartimentos que foram aquecidos pelo forno. O comportamento da estrutural foi altamente dependendo do número e localização dos compartimentos que foram submetidos ao carregamento térmico. Isso indica a importância de considerar o comportamento global da estrutural nos projetos de incêndio, e não apenas elementos isolados. Fundamentando-se nesses ensaios, Dong, Zhu e Prasad (2009) citaram que é importante considerar o comportamento global das estruturas, com as devidas interações entre elementos, no projeto em situação de incêndio. Considerar apenas o comportamento de elementos isolados conduz a resultados imprecisos;
- Dong e Prasad (2009) mencionaram que os resultados experimentais apontam claramente a necessidade de modelagem numérica abrangente e análise desses experimentos para obter um melhor entendimento da resposta estrutural induzida pelo fogo dos pórticos. Também é recomendado que mais recursos sejam alocados para realizar experimentos em sistemas estruturais

maiores e mais complexos sob carga de fogo para capturar efeitos tridimensionais;

- Pucinotti *et al.* (2011) defenderam que são necessários estudos adicionais para compreender o comportamento de ligações da EN 1993-1-2, seção 4.2.5, em situação de incêndio, sobretudo acerca da influência de ações sísmicas e do tipo de laje;
- Haremza, Santiago e Silva (2013) destacaram e comprovaram experimentalmente a influência de restrições axiais no desempenho de ligações mistas de aço e concreto em situação de incêndio. Os autores ressaltaram a importância da compreensão do efeito do momento fletor combinado com cargas axiais nas ligações, sobretudo durante a fase de resfriamento;
- Agarwal, Selden e Varma (2014) recomendaram o estudo da influência da armadura em ligações mistas em situação de incêndio;
- Pucinotti *et al.* (2015) comentaram sobre a necessidade de investigar a influência da resistência do aço no comportamento de ligações mistas submetidas a elevadas temperaturas;
- Selden, Fischer e Varma (2016) recomendaram uma investigação detalhada sobre o comportamento de ligações mistas de aço e concreto durante a fase de resfriamento de um incêndio;
- Song *et al.* (2017) sugerem a investigação do comportamento de ligações mistas de aço e concreto na fase de resfriamento bem como o estudo das forças catenárias desenvolvidas na laje;
- Han, Xu e Tao (2018) citaram a necessidade de estudo de ligações mistas de aço e concreto envolvendo pilares tubulares de aço inoxidável, preenchidos com concreto, em situação de incêndio;
- Ye *et al.* (2019) afirmaram que há uma lacuna sobre a influência de cargas cíclicas em ligações mistas de aço e concreto, sobretudo os efeitos de tal carregamento em ligações submetidas a elevadas temperaturas;
- Hajjar, Hantouche e Ghor (2019) ressaltaram a necessidade de estudar o efeito da fluência em ligações mistas de aço e concreto do tipo flexíveis;

- Demonceau e Ciutina (2019) sugerem o estudo do efeito de cargas cíclicas em ligações mistas de aço e concreto, além do momento negativo e dos efeitos de temperatura;
- Liu, Hang e Burgess (2021) recomendaram a investigação da influência da estrutura fora do plano da ligação, particularmente de lajes, no desempenho das ligações mistas de aço e concreto, em temperatura ambiente e em situação de incêndio.

O Quadro 16 apresenta uma síntese das lacunas e dos respectivos trabalhos que as citam.

Quadro 16: Lacunas identificadas e respectivas referências.

Lacuna	Referências
Análise global do comportamento das ligações	Wald <i>et al.</i> (2006) Dong, Zhu e Prasad (2009) Dong e Prasad (2009) Song <i>et al.</i> (2017) Liu Hang e Burgess (2021)
Comportamento dos conectores de cisalhamento em situação de incêndio	Ranzi e Bradford (2007)
Otimização do método das componentes para o dimensionamento de ligações mistas de aço e concreto	Santiago <i>et al.</i> (2008)
Comportamento das ligações do EN 1993-1-2 em situação de incêndio	Pucinotti <i>et al.</i> (2011)
Efeito das restrições axiais nas ligações mistas em situação de incêndio	Haremza, Santiago e Silva (2013)
Influência da armadura no comportamento de ligações mistas em situação de incêndio	Agarwal, Selden e Varma (2014)
Influência da resistência do aço no comportamento de ligações mistas em situação de incêndio	Pucinotti <i>et al.</i> (2015)
Comportamento das ligações mistas durante a fase de resfriamento de um incêndio	Selden, Fischer e Varma (2016) Song <i>et al.</i> (2017)
Mecanismo das forças catenárias desenvolvidas na laje durante a fase de resfriamento de um incêndio	Song <i>et al.</i> (2017)
Comportamento de ligações mistas com pilares tubulares	Han, Xu e Tao (2018)
Efeito de cargas cíclicas em ligações mistas durante um incêndio	Ye <i>et al.</i> (2019) Demonceau e Ciutina (2019)
Ação da fluência em ligações mistas flexíveis durante um incêndio	Hajjar, Hantouche e Ghor (2019)
Comportamento de ligações mistas de aço e concreto submetidas a momento positivo em situação de incêndio	Demonceau e Ciutina (2019)

Fonte: Elaborado pelo autor.

Com base nas lacunas citadas, o presente trabalho busca preencher as seguintes:

- Análise global do comportamento das ligações;
- Efeito das restrições axiais nas ligações mistas em situação de incêndio;

- Influência da armadura no comportamento de ligações mistas em situação de incêndio;
- Influência da resistência do aço no comportamento de ligações mistas em situação de incêndio;
- Comportamento de ligações mistas de aço e concreto submetidas a momento positivo em situação de incêndio;

Além disso, de modo geral, foi possível notar uma escassez de trabalhos com ligações viga-viga, mistas de aço e concreto, sobretudo em situação de incêndio. Por esse motivo, este trabalho investiga o comportamento de uma ligação viga-viga, mista de aço e concreto, com chapa de alma e de assento.

4. ESTRUTURAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Este Capítulo visa apresentar a dinâmica do incêndio, expondo os elementos que o constituem e as formas de transmissão de calor, bem como o comportamento das principais propriedades térmicas e mecânicas dos materiais em situação de incêndio.

4.1 DINÂMICA DO INCÊNDIO

Inicialmente é fundamental compreender como o fogo se inicia, se propaga, se extingue e, conseqüentemente, como implementar medidas de proteção e segurança contra incêndio. Por definição, o fogo consiste em uma reação química que libera luz e calor. Tal reação é constituída por três elementos básicos que, ao reagirem em cadeia, originam o fogo. São eles:

- **Combustível:** toda substância capaz de queimar e, conseqüentemente, alimentar o processo de combustão (processo em que um material é consumido pelo fogo). Os materiais combustíveis são classificados em sólidos, líquidos e gasosos. Quanto aos sólidos, vale ressaltar a velocidade do processo de combustão depende da área de superfície exposta. Por outro lado, em relação aos combustíveis líquidos, quanto maior a volatilidade da substância, maior a probabilidade da reação química do fogo se iniciar e maiores são as probabilidades de explosões;
- **Comburente:** consiste no elemento que, ao se misturar com o combustível, mantém a combustão acontecendo. O principal comburente existente é o gás oxigênio, presente na atmosfera e capaz de se combinar com a maioria dos combustíveis;
- **Calor:** também chamada de energia de ativação, trata-se de uma fonte de energia que inicia a reação química do fogo, isto é, que proporciona a ignição. A quantidade de energia necessária depende da volatilidade do combustível. Para líquidos inflamáveis, com valores altos de volatilidade, basta o aquecimento de uma máquina para iniciar a combustão.

É importante frisar que, isoladamente, o combustível, o comburente e o calor não produzem o fogo. É necessário que tais elementos reajam em cadeia para que o fogo se

origem e se mantenha. As condições para ocorrência do fogo são definidas pelo tetraedro do fogo exposto na Figura 22.

Figura 22: Tetraedro da reação química do fogo.



Fonte: Portal “Teros – Incêndio”¹.

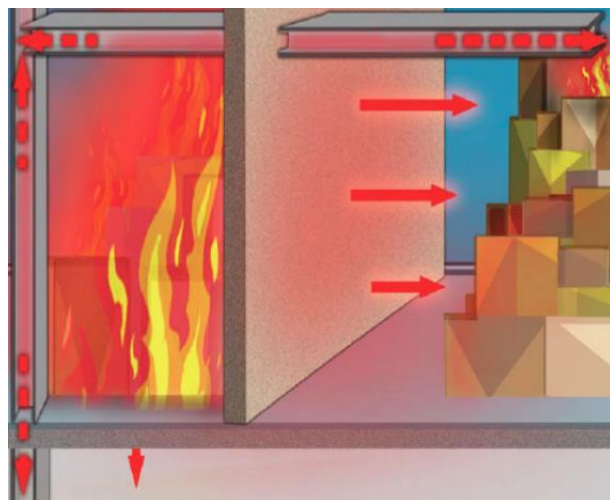
A energia térmica ou calor produzido pelo fogo podem ser transmitidos por três diferentes processos:

- **Condução:** trata-se da transmissão de calor entre sólidos, de um corpo para outro, ou em um mesmo sólido, de molécula para molécula. Como exemplo de condução, pode-se citar a carbonização de uma peça de madeira que ocorre de forma gradual;
- **Convecção:** consiste na transmissão de calor através de um meio fluido, seja ele líquido ou gasoso. No geral, a convecção ocorre a partir de uma massa de ar aquecida. Visto isso, um bom exemplo de transmissão de energia por convecção é quando uma edificação está em chamas e transmite o fogo para o edifício vizinho, o qual não possui contato físico com o edifício sujeito ao incêndio inicialmente;
- **Radiação:** trata-se da transmissão de energia por meio de ondas caloríficas por meio do espaço. O principal exemplo de radiação é o aquecimento da Terra devido aos raios solares.

¹ Disponível em: < <https://terosincendio.com.br/extintor-de-incendio/>>. Acesso em 08 de maio de 2021.

A Figura 23 ilustra as formas de propagação de calor citadas.

Figura 23: Esquema da propagação de calor por (a) condução; (b) convecção; e (c) radiação.



(a) Condução



(b) Convecção



(c) Radiação

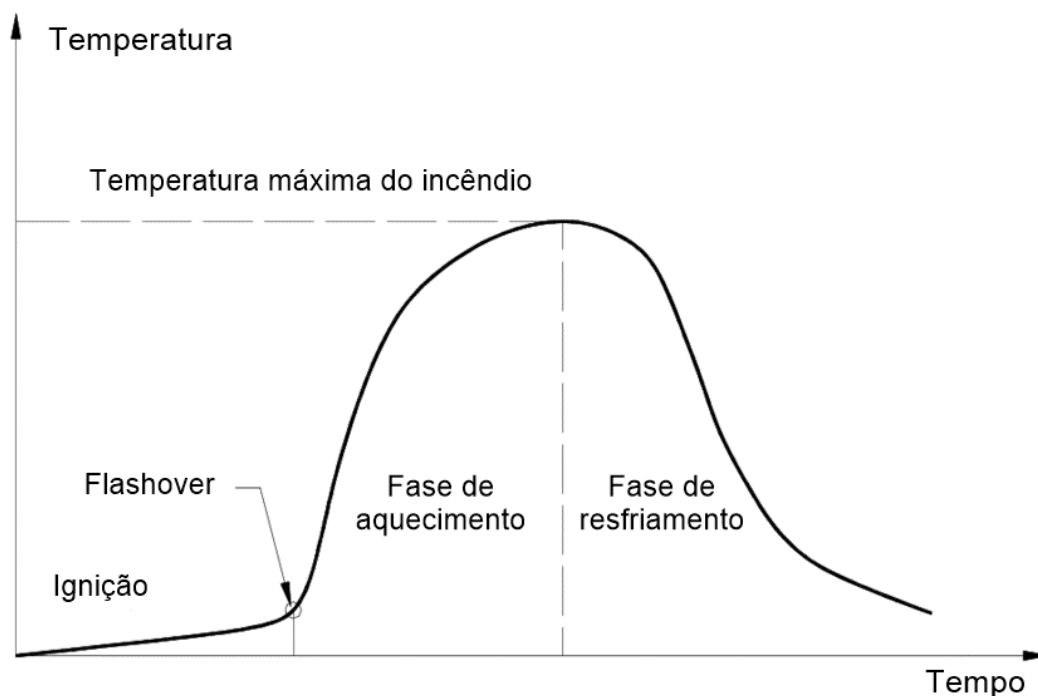
Fonte: Guerra, Coelho e Leitão (2006).

Visto isso, o incêndio é definido como um fogo fora de controle (ABNT NBR 13860, 1997) e/ou como uma combustão rápida com propagação descontrolada no tempo e no espaço (ISO 8421-1, 1987). Na análise estrutural, o incêndio constitui um fenômeno complexo que, altera as propriedades mecânica dos materiais e provoca esforços adicionais e/ou redistribuição de esforços nos elementos estruturais.

O comportamento do incêndio pode ser representado por uma curva temperatura x tempo. Na Figura 24 apresenta-se uma curva temperatura x tempo de um incêndio real controlado pelo combustível. Ela caracteriza-se por dois ramos: um ascendente, representando a elevação de temperatura; e um descendente, representando o estágio de resfriamento do incêndio. De forma mais detalhada, a curva de incêndio real pode ser dividida em diversos eventos. Os principais são:

- **Ignição:** trata-se do início do fogo, ou seja, é o momento em que o combustível começa a queimar;
- **Flashover:** de acordo com EN 1991-1-2 (CEN, 2009), trata-se da ignição simultânea de todas as cargas de incêndio em um compartimento. Caracteriza-se por um aumento súbito da temperatura no comportamento, a qual é acompanhada e justificada pela inflamação da camada superior de gases. O EN 1991-1-2 (CEN, 2009) estabelece que o *flashover* ocorre quando a temperatura do gás da camada superior do ambiente ultrapassa 500 °C;
- **Resfriamento:** acontece após cerca de 70% do combustível disponível ser consumido. Caracteriza-se por um decréscimo da temperatura dos gases.

Figura 24: Curva real de incêndio.



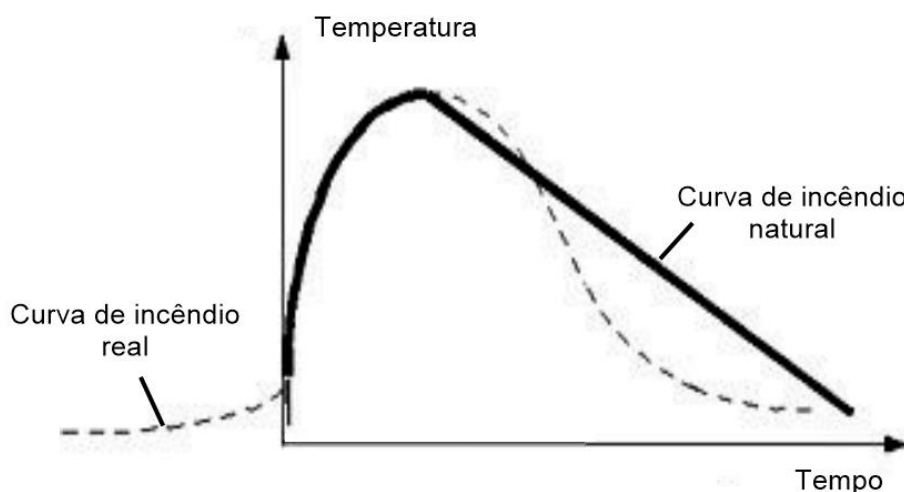
Fonte: Elaborado pelo autor.

Em compartimentos confinados, com pequenas aberturas, o incêndio geralmente é controlado pelo comburente (oxigênio) e por condições de ventilação. Consequentemente, a curva de incêndio caracteriza-se por três ramos. Especificamente, há um ramo adicional na

Figura 24, o qual consiste em um patamar horizontal entre a fase de aquecimento e a fase de resfriamento.

Porém, a evolução de temperaturas em um incêndio real é influenciada por uma série de fatores, tais como carga de incêndio, geometria do local, condições climáticas, ventilação do compartimento, propriedades térmicas de pisos e paredes e sistemas de prevenção e combate ao incêndio. Na literatura, tem-se ainda a curva de incêndio natural, a qual é uma simulação do incêndio real. Elas são desenvolvidas por meio de ensaios em compartimentos confinados e sem possibilidade de propagação, isto é, com isolamento térmico e estanqueidade. A Figura 25 apresenta uma sobreposição das curvas de incêndio real e natural.

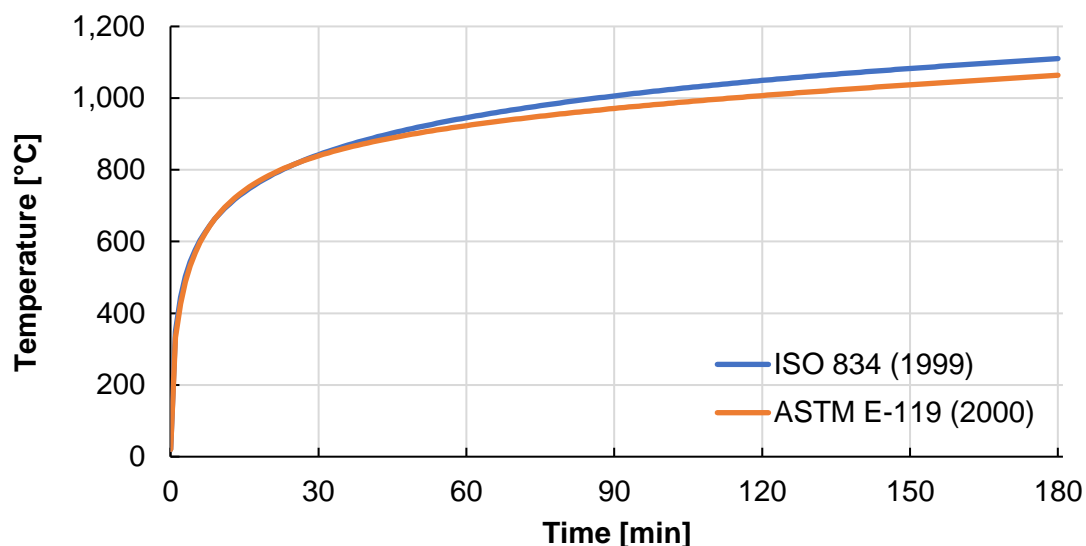
Figura 25: Comparação entre as curvas de incêndio real e natural.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Para facilitar os procedimentos de ensaio e projeto de estruturas em situação de incêndio, foram elaboradas curvas padronizadas para parametrizar a evolução de temperatura dos gases. As principais são a da norma ISO 834 (1999) e a da ASTM E113 (2000) – ambas desenvolvidas fundamentando-se em materiais celulósicos e, portanto, com comportamento bastante similar. A Figura 26 apresenta as curvas citadas.

Figura 26: Curvas de incêndio padronizadas da ISO 834 (1999) e a da ASTM E113 (2000).



Fonte: Elaborado pelo autor.

As Equações (15) e (16) apresentam as equações que parametrizam as curvas de incêndio padronizadas da ISO 834 (1999) e a da ASTM E113 (2000), respectivamente.

$$\theta = 345 \cdot \log(8t + 1) + 20, \quad t \text{ em minutos} \quad (15)$$

$$\theta = 745 \cdot \left(1 - e^{-3,79553 \cdot t^{\frac{1}{2}}} \right) + 170 \cdot t^{\frac{1}{2}} + 20, \quad t \text{ em horas} \quad (16)$$

Há outras curvas além das citadas, tais como:

- A curva de incêndio padrão indicada para ambientes externos pelo Eurocode 1, EN 1991-1-2 (CEN, 2002);
- A curva "H", recomendada pelo Eurocode 1, EN 1991-1-2 (CEN, 2002), para incêndios causados por materiais inflamáveis derivados de petróleo;
- Curvas de incêndio nacionais como a AS 1530 (1994) da Austrália; a ULC S101 (1989) do Canadá (BUCHANAN, 2001); e a JIS A 1304 (1994) do Japão (PHAN, 1996).

Porém, vale ressaltar que as curvas mencionadas anteriormente não apresentam diferenças significativas entre si. Além disso, frisa-se ainda que as curvas padronizadas não representam um incêndio real. Elas constituem um padrão de evolução de temperatura internacionalmente recomendados em normas e procedimentos de ensaios por questões práticas (COSTA e SILVA, 2006).

4.2 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

As propriedades dos materiais são modificadas quando expostas a altas temperaturas. A presente seção apresenta o comportamento, em função da temperatura, das principais propriedades do concreto, do aço das armaduras e do aço estrutural, tais como: resistência, módulo de elasticidade, expansão, calor específico, condutividade térmica e densidade. Tais propriedades são de fundamental importância para a concepção dos modelos térmicos e termoestruturais detalhados na seção 5 do presente trabalho.

4.2.1 CONCRETO

A norma europeia EN 1992-1-2 (CEN, 2004) é o principal código normativo, a nível mundial, que apresenta recomendações para o projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. No Brasil, a norma técnica NBR 15200 (ABNT, 2012) norteia o projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio.

4.2.1.1 Resistência à compressão

A norma europeia EN 1992-1-2 (CEN, 2004), em sua seção 3.2.2.1, estabelece que o comportamento do concreto em altas temperaturas depende do agregado utilizado em sua composição, especificamente se ele é silicoso ou calcário. O Quadro 17 apresenta os principais parâmetros das relações tensão-deformação do concreto sujeito à compressão em função da temperatura.

Quadro 17: Comportamento da resistência à compressão e das deformações do concreto em função da temperatura.

θ [°C]	Agregados silicosos			Agregados calcários		
	$k_{c,c}(\theta) = f_{c,\theta}/f_{ck}$	$\epsilon_{c1,\theta}$	$\epsilon_{cu1,\theta}$	$k_{c,c}(\theta) = f_{c,\theta}/f_{ck}$	$\epsilon_{c1,\theta}$	$\epsilon_{cu1,\theta}$
20	1,00	0,0025	0,0200	1,00	0,0025	0,0200
100	1,00	0,0040	0,0225	1,00	0,0040	0,0225
200	0,95	0,0055	0,0250	0,97	0,0055	0,0250
300	0,85	0,0070	0,0275	0,91	0,0070	0,0275
400	0,75	0,0100	0,0300	0,85	0,0100	0,0300
500	0,60	0,0150	0,0325	0,74	0,0150	0,0325
600	0,45	0,0250	0,0350	0,60	0,0250	0,0350
700	0,30	0,0250	0,0375	0,43	0,0250	0,0375
800	0,15	0,0250	0,0400	0,27	0,0250	0,0400
900	0,08	0,0250	0,0425	0,15	0,0250	0,0425
1000	0,04	0,0250	0,0450	0,06	0,0250	0,0450
1100	0,01	0,0250	0,0475	0,02	0,0250	0,0475
1200	0,00	-	-	0,00	-	-

Fonte: Adaptado de EN 1992-1-2 (CEN, 2004).

Em que $f_{c,\theta}$ é a resistência característica à compressão na temperatura θ ; f_{ck} é a resistência característica à compressão em temperatura ambiente, $\epsilon_{c1,\theta}$ é a deformação linear específica correspondente à tensão de resistência máxima do concreto à temperatura θ ; e $\epsilon_{cu1,\theta}$ é a deformação linear específica última do concreto à temperatura θ .

4.2.1.2 Resistência à tração

Por sua vez, o comportamento à tração do concreto em altas temperaturas é assunto do item 3.2.2.2 do EN 1992-1-2 (CEN, 2004). Inicialmente, tal código normativo estabelece é uma prática conservadora ignorar a resistência à tração do concreto. Contudo, se for necessário considerar tal resistência, pode-se empregar a Equação (17).

$$f_{ck,t}(\theta) = k_{c,t}(\theta) \cdot f_{ck,t} \quad (17)$$

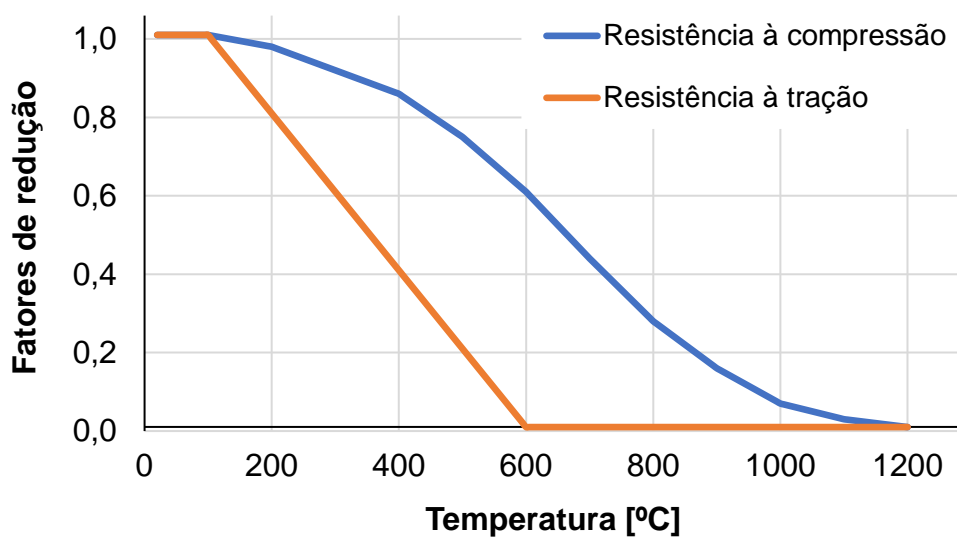
Em que $f_{ck,t}(\theta)$ é a resistência característica à tração na temperatura θ ; $k_{c,t}(\theta)$ é o coeficiente redutor da resistência à tração do concreto; e $f_{ck,t}$ é a resistência característica à tração em temperatura ambiente.

Por sua vez, o coeficiente $k_{c,t}$ é determinado pela Equação (18).

$$\begin{aligned} k_{c,t}(\theta) &= 1,0 && \text{para } 20 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100 \text{ }^\circ\text{C} \\ k_{c,t}(\theta) &= 1,0 - 1,0 \cdot \frac{(\theta - 100)}{500} && \text{para } 100 \text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 600 \text{ }^\circ\text{C} \end{aligned} \quad (18)$$

A Figura 27 expõe os fatores de redução das resistências à compressão e à tração do concreto em função da temperatura.

Figura 27: Fatores de redução das resistências à compressão e à tração do concreto em função da temperatura.



Fonte: Elaborado pelo autor.

4.2.1.3 Módulo de elasticidade longitudinal

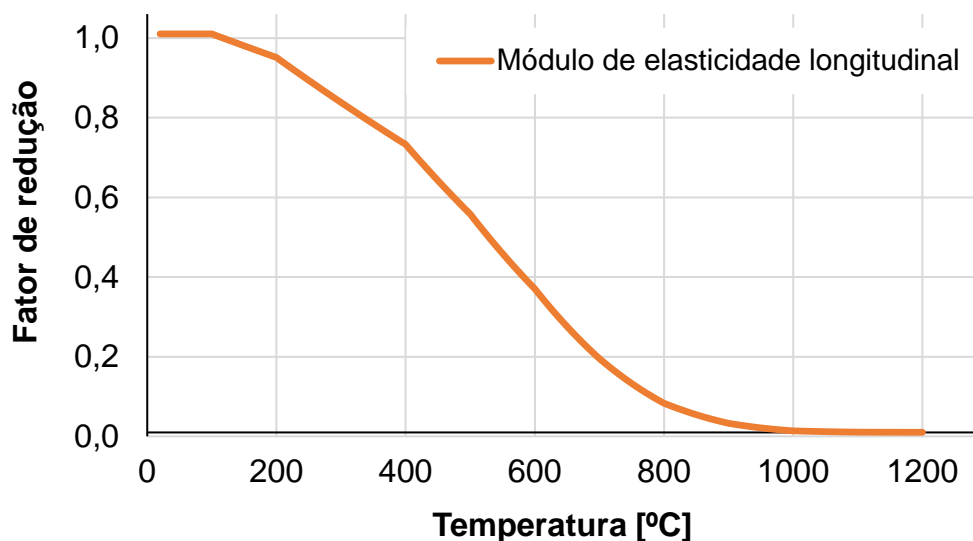
O EN 1992-1-2 (CEN, 2004), em sua seção B.3.2, define que o módulo de elasticidade longitudinal varia, em função da temperatura, de acordo com a Equação (19).

$$E_c(\theta) = k_{c,c}^2(\theta) \cdot E_c \quad (19)$$

Em que $E_c(\theta)$ é o módulo de elasticidade longitudinal do concreto na temperatura θ ; $k_{c,c}(\theta)$ é o coeficiente redutor da resistência à compressão do concreto; e E_c é o módulo de elasticidade longitudinal do concreto em temperatura ambiente.

A Figura 28 apresenta a influência da temperatura no comportamento do fator de redução do módulo de elasticidade longitudinal do concreto considerando o agregado calcário.

Figura 28: Fatores de redução do módulo de elasticidade longitudinal do concreto em função da temperatura considerando o agregado calcário.



Fonte: Elaborado pelo autor.

4.2.1.4 Expansão

Assim como para a resistência à compressão, o EN 1992-1-2 (CEN, 2004), em sua seção 3.3.1, estabelece que a expansão é uma propriedade dependente dos agregados utilizados.

Para concretos com agregados silicosos, o EN 1992-1-2 (CEN, 2004) define que a expansão varia conforme Equação (20).

$$\begin{aligned} \varepsilon_c(\theta) &= -1,8 \cdot 10^{-4} + 9 \cdot 10^{-6} \cdot \theta + 2,3 \cdot 10^{-11} \cdot \theta^3 && \text{para } 20 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta \leq 700 \text{ }^\circ\text{C} \\ \varepsilon_c(\theta) &= 14 \cdot 10^{-3} && \text{para } 700 \text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 1200 \text{ }^\circ\text{C} \end{aligned} \quad (20)$$

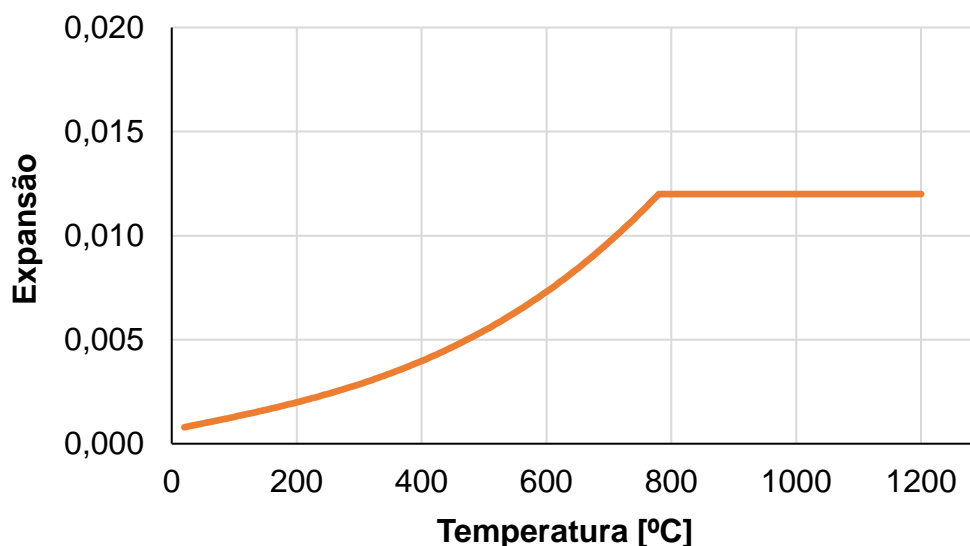
Por sua vez, para concretos com agregados calcários, a expansão pode ser calculada pela Equação

$$\begin{aligned} \varepsilon_c(\theta) &= -1,2 \cdot 10^{-4} + 6 \cdot 10^{-6} \cdot \theta + 1,4 \cdot 10^{-11} \cdot \theta^3 && \text{para } 20 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta \leq 805 \text{ }^\circ\text{C} \\ \varepsilon_c(\theta) &= 12 \cdot 10^{-3} && \text{para } 805 \text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 1200 \text{ }^\circ\text{C} \end{aligned} \quad (21)$$

Em que ε_c é a expansão do concreto, também chamada de alongamento térmico; e θ é a temperatura em $^\circ\text{C}$.

A Figura 29 apresenta a influência da temperatura no comportamento da expansão do concreto, considerando agregado calcário.

Figura 29: Expansão do concreto em função da temperatura considerando o agregado calcário.



Fonte: Elaborado pelo autor.

4.2.1.5 Calor específico

De acordo com o EN 1992-1-2 (CEN, 2004), em sua seção 3.3.2, o calor específico do concreto seco, isto é, com umidade igual a zero, varia conforme a Equação (22).

$$c_p(\theta) = 900 \quad \text{para } 20 \text{ °C} \leq \theta \leq 100 \text{ °C}$$

$$c_p(\theta) = 900 + (\theta - 100) \quad \text{para } 100 \text{ °C} < \theta \leq 200 \text{ °C} \quad (22)$$

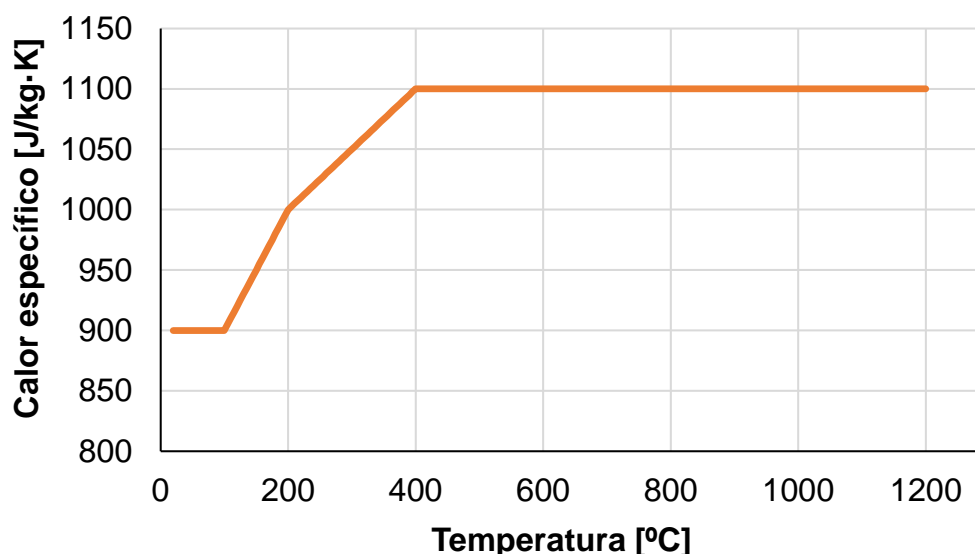
$$c_p(\theta) = 1000 + \frac{(\theta - 200)}{2} \quad \text{para } 200 \text{ °C} < \theta \leq 400 \text{ °C}$$

$$c_p(\theta) = 1100 \quad \text{para } 400 \text{ °C} < \theta \leq 1200 \text{ °C}$$

Em que c_p é o calor específico do concreto em J/kg·K; e θ é a temperatura em °C.

A Figura 30 apresenta a influência da temperatura no comportamento do calor específico do concreto.

Figura 30: Calor específico do concreto em função da temperatura.



Fonte: Elaborado pelo autor.

De acordo com o EN 1992-1-2 (CEN, 2004), para considerar o teor de umidade, a função dada para o calor específico do concreto com agregados siliciosos ou calcários pode ser modelada por um valor constante, $c_{p,pico}$, situado entre 100 °C e 115 °C, com decréscimo linear entre 115 ° e 200 ° C. Nesse contexto, o EN 1992-1-2 (CEN, 2004) recomenda os seguintes valores de $c_{p,pico}$:

- $c_{p,pico} = 900 \text{ J/kg}\cdot\text{K}$ para o teor de umidade de 0% do peso do concreto;
- $c_{p,pico} = 1.470 \text{ J/kg}\cdot\text{K}$ para o teor de umidade de 1,5% do peso do concreto;
- $c_{p,pico} = 2.020 \text{ J/kg}\cdot\text{K}$ para o teor de umidade de 3,0 % do peso do concreto.

4.2.1.6 Condutividade térmica

O EN 1992-1-2 (CEN, 2004), em sua seção 3.3.3, define que a condutividade térmica do concreto varia entre uma faixa cujos limites inferior e superior são dados, respectivamente, pelas Equações (23) e (24).

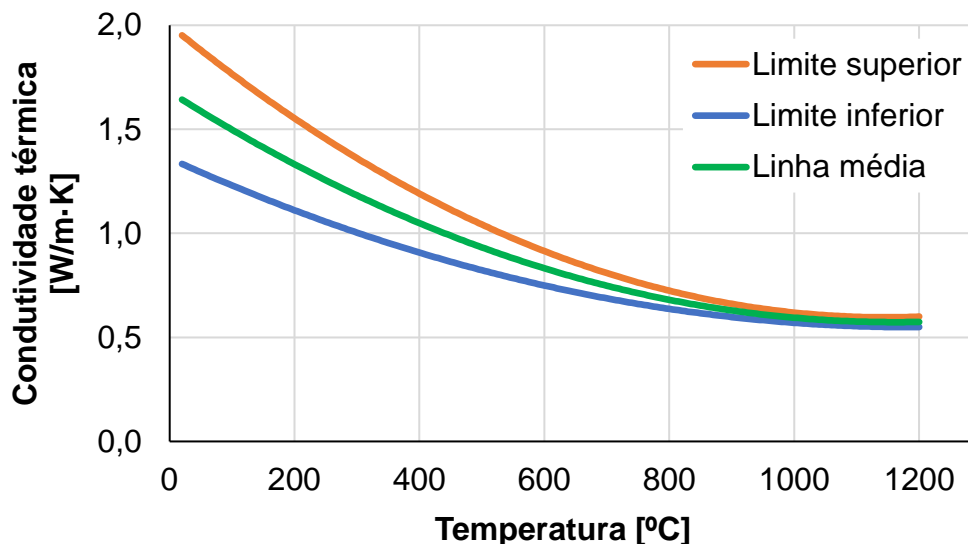
$$\lambda_c(\theta) = 2 - 0,2451 \cdot \left(\frac{\theta}{100}\right) + 0,0107 \cdot \left(\frac{\theta}{100}\right)^2 \quad \text{para } 20 \text{ °C} \leq \theta \leq 1200 \text{ °C} \quad (23)$$

$$\lambda_c(\theta) = 1,36 - 0,136 \cdot \left(\frac{\theta}{100}\right) + 0,0057 \cdot \left(\frac{\theta}{100}\right)^2 \quad \text{para } 20 \text{ °C} \leq \theta \leq 1200 \text{ °C} \quad (24)$$

Em que λ_c é a condutividade térmica do concreto em $\text{W/m}\cdot\text{K}$; θ é a temperatura em °C.

A Figura 31 apresenta o comportamento da condutividade térmica do concreto em função da temperatura. Ela também expõe a curva com valores médios de condutividade.

Figura 31: Condutividade térmica do concreto em função da temperatura.



Fonte: Elaborado pelo autor.

4.2.1.7 Densidade

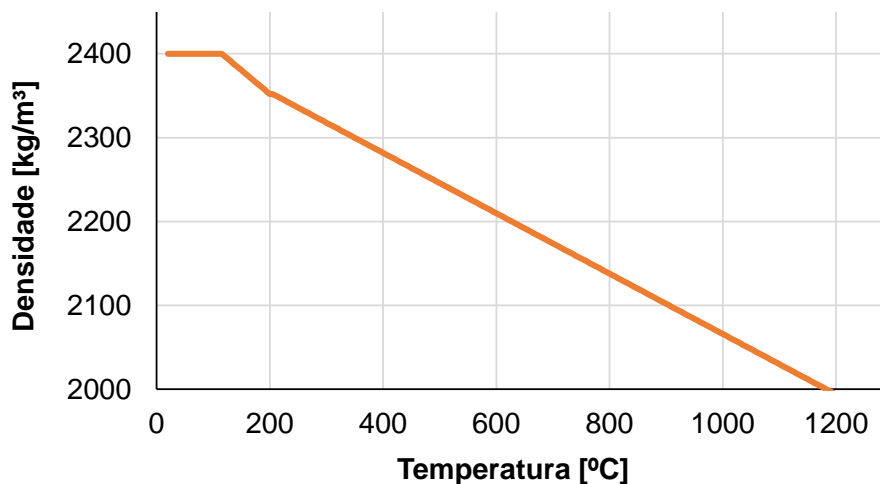
Durante o aquecimento, o concreto perde água de sua constituição por evaporação, fazendo com que sua densidade varie. O EN 1992-1-2 (CEN, 2004), em sua seção 3.3.2, estabelece que a densidade do concreto varia em função da temperatura conforme a Equação (25).

$$\begin{aligned}
 \rho(\theta) &= \rho(20^{\circ}\text{C}) && \text{para } 20^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 115^{\circ}\text{C} \\
 \rho(\theta) &= \rho(20^{\circ}\text{C}) \cdot \left(1 - 0,02 \cdot \frac{(\theta - 115)}{85} \right) && \text{para } 115^{\circ}\text{C} < \theta \leq 200^{\circ}\text{C} \\
 \rho(\theta) &= \rho(20^{\circ}\text{C}) \cdot \left(0,98 - 0,03 \cdot \frac{(\theta - 200)}{200} \right) && \text{para } 200^{\circ}\text{C} < \theta \leq 400^{\circ}\text{C} \\
 \rho(\theta) &= \rho(20^{\circ}\text{C}) \cdot \left(0,95 - 0,07 \cdot \frac{(\theta - 400)}{800} \right) && \text{para } 400^{\circ}\text{C} < \theta \leq 1200^{\circ}\text{C}
 \end{aligned} \tag{25}$$

Em que $\rho_c(\theta)$ é a densidade do concreto a uma temperatura θ ; e $\rho(20^{\circ}\text{C})$ é a densidade do concreto a 20°C , isto é, a temperatura ambiente.

Considerando que a densidade do concreto em temperatura ambiente é de 2.400 kg/m³, a Figura 32 apresenta o comportamento da densidade do concreto em função da temperatura.

Figura 32: Densidade do concreto em função da temperatura.



Fonte: Elaborado pelo autor.

4.2.2 AÇO DAS ARMADURAS

As propriedades do aço das armaduras são tratadas conjuntamente pelas europeias EN 1992-1-2 (CEN, 2004) e EN 1994-1-2 (CEN, 2005), responsável por nortear o projeto de estruturas de concreto e mistas de aço e concreto, respectivamente, em situação de incêndio.

Nacionalmente, conforme já destacado, a NBR 15200 (ABNT, 2012) trata sobre o projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Além das propriedades térmicas e termoestruturais do concreto, ela apresenta também as propriedades do aço utilizado como armadura.

4.2.2.1 Resistências e módulo de elasticidade

A perda de resistência e rigidez de aço de armaduras depende se estes foram laminados a quente ou formados a frio. A EN 1992-1-2 (CEN, 2004), em sua seção 3.2.3, estabelece os coeficientes redutores em função da temperatura expostos no Quadro 18.

Quadro 18: Comportamento das resistências e do módulo de elasticidade longitudinal do aço das armaduras em função da temperatura.

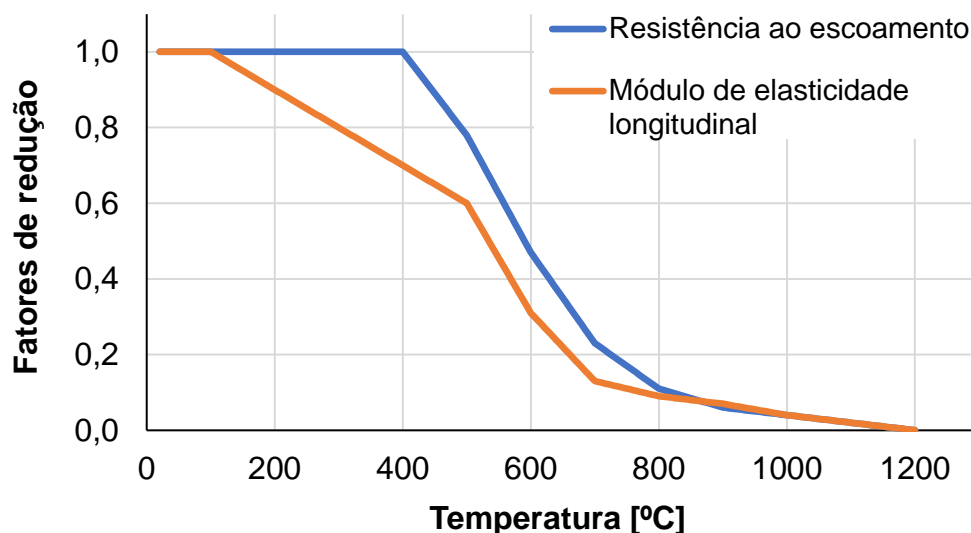
θ [°C]	$f_{sy,\theta}/f_{yk}$		$E_{s,\theta}/E_s$	
	Laminado a quente	Formado a frio	Laminado a quente	Formado a frio
20	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	1,00
200	1,00	1,00	0,90	0,87
300	1,00	1,00	0,80	0,72
400	1,00	0,94	0,70	0,56
500	0,78	0,67	0,60	0,40
600	0,47	0,40	0,31	0,24
700	0,23	0,12	0,13	0,08
800	0,11	0,11	0,09	0,06
900	0,06	0,08	0,07	0,05
1000	0,04	0,05	0,04	0,03
1100	0,02	0,03	0,02	0,02
1200	0,00	0,00	0,00	0,00

Fonte: Adaptado de EN 1994-1-2 (CEN, 2005).

Em que $f_{sy,\theta}$ é a resistência característica ao escoamento do aço à temperatura θ ; f_{yk} é a resistência característica ao escoamento do aço em temperatura ambiente;; $E_{s,\theta}$ é o módulo de elasticidade longitudinal do aço à temperatura θ ; e E_s é o módulo de elasticidade longitudinal do aço em temperatura ambiente.

A Figura 33 representa os fatores de redução de barras laminadas a quente em função da temperatura.

Figura 33: Fatores de redução da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade longitudinal de barras de aço laminadas à quente.



Fonte: Elaborado pelo autor.

4.2.2.2 Expansão

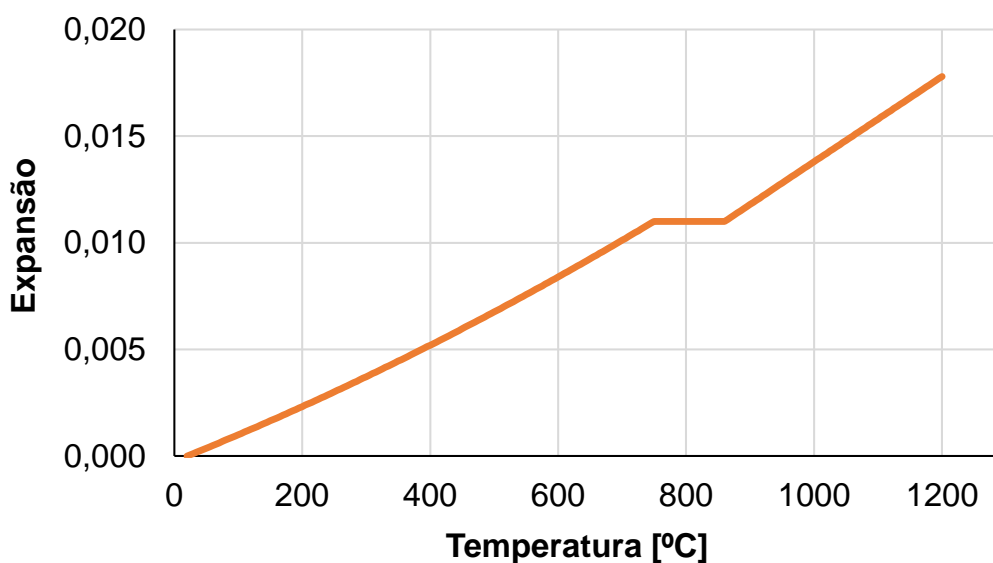
A expansão (alongamento térmico) do aço de armadura passiva é tema do item 3.3.1 do EN 1994-1-2 (CEN, 2005). De acordo com tal código normativo, a expansão do aço varia em função da temperatura conforme Equação (26).

$$\begin{aligned} \varepsilon_s(\theta) &= -2,416 \cdot 10^{-4} + 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot \theta + 0,4 \cdot 10^{-8} \cdot \theta^2 && \text{para } 20 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta \leq 750 \text{ }^\circ\text{C} \\ \varepsilon_s(\theta) &= 11 \cdot 10^{-3} && \text{para } 750 \text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 860 \text{ }^\circ\text{C} \\ \varepsilon_s(\theta) &= -6,2 \cdot 10^{-3} + 2 \cdot 10^{-5} \cdot \theta && \text{para } 860 \text{ }^\circ\text{C} < \theta \leq 1200 \text{ }^\circ\text{C} \end{aligned} \quad (26)$$

Em que ε_s é a expansão do aço da armadura; e θ é a temperatura em $^\circ\text{C}$.

A Figura 34 apresenta o comportamento da expansão de barras de aço em função da temperatura.

Figura 34: Expansão das barras de aço em função da temperatura.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Além disso, o EN 1994-1-2 (CEN, 2005) afirma que, para análises simplificadas, pode-se considerar o alongamento térmico do aço de armadura passiva variando de acordo com a Equação (27).

$$\varepsilon_s(\theta) = 14 \cdot 10^{-6} \cdot (\theta - 20) \quad (27)$$

4.2.2.3 Calor específico

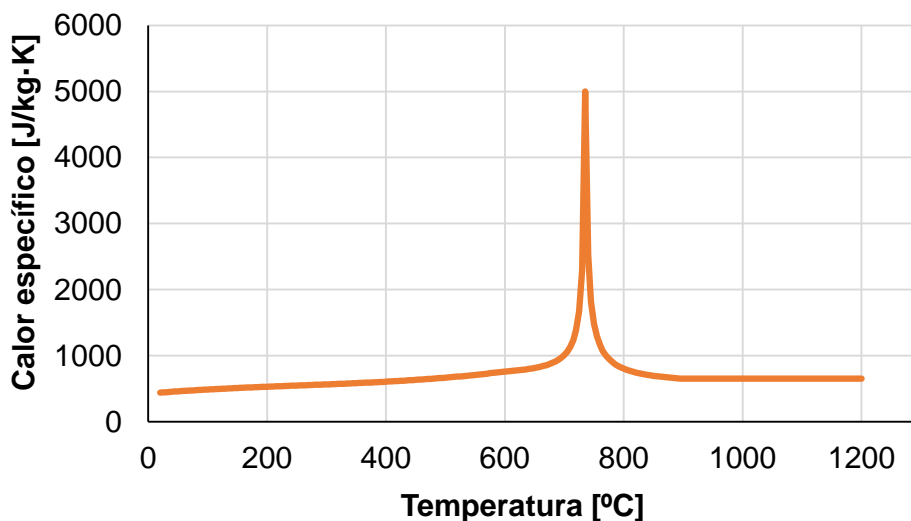
O comportamento do calor específico do aço em função da temperatura também é tratado no item 3.3.1 do EN 1994-1-2 (CEN, 2005). A Equação (28) apresenta as expressões que modelam seu comportamento.

$$\begin{aligned}
 c_a(\theta) &= 425 + 7,73 \cdot 10^{-1} \cdot \theta - 1,69 \cdot 10^{-3} \cdot \theta^2 + 2,22 \cdot 10^{-6} \cdot \theta^3 && \text{para } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 600^\circ\text{C} \\
 c_a(\theta) &= 666 - \left(\frac{13002}{\theta - 738} \right) && \text{para } 600^\circ\text{C} < \theta \leq 735^\circ\text{C} \quad (28) \\
 c_a(\theta) &= 545 + \left(\frac{17820}{\theta - 731} \right) && \text{para } 735^\circ\text{C} < \theta \leq 900^\circ\text{C} \\
 c_a(\theta) &= 650 && \text{para } 900^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C}
 \end{aligned}$$

Em que c_a é o calor específico do aço da armadura em J/kg·K; e θ é a temperatura em °C.

A Figura 35 apresenta o comportamento do calor específico de barras de aço em função da temperatura.

Figura 35: Calor específico de barras de aço em função da temperatura.



Fonte: Elaborado pelo autor.

4.2.2.4 Condutividade térmica

O EN 1994-1-2 (CEN, 2005), em seu item 3.3.1, estabelece que a condutividade térmica do aço de armaduras passivas varia conforme Equação (29)(28).

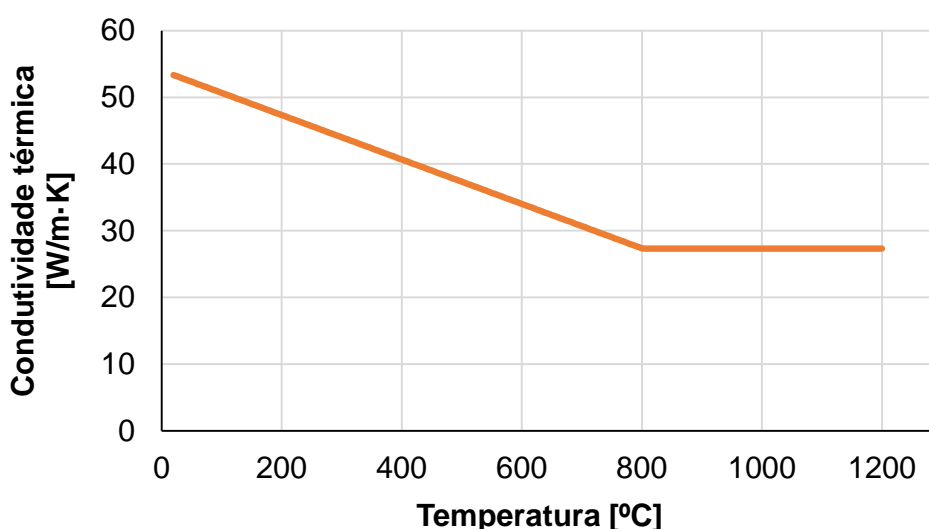
$$\lambda_a(\theta) = 54 - 3,33 \cdot 10^{-2} \cdot \theta \quad \text{para } 20 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta \leq 800 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\lambda_a(\theta) = 27,3 \quad \text{para } 20 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200 \text{ }^\circ\text{C}$$
(29)

Em que λ_a é a condutividade térmica do aço de armadura passiva em W/m·K; θ é a temperatura em °C.

A Figura 36 apresenta o comportamento da condutividade térmica de barras de aço em função da temperatura.

Figura 36: Condutividade térmica de barras de aço em função da temperatura.



Fonte: Elaborado pelo autor.

O EN 1994-1-2 (CEN, 2005) ressalta ainda que, para análises simplificadas, pode-se adotar a condutividade térmica do aço constante e igual a 45 W/m·K.

4.2.2.5 Densidade

A densidade do aço independe da temperatura e é igual a 7850 kg/m³ (CEN, 2005)

4.2.3 AÇO ESTRUTURAL

As propriedades do aço estrutural, utilizado nos perfis metálicos, são apresentadas pela norma europeia EN 1994-1-2 (CEN, 2005). Especificamente, apenas as resistências e o módulo de elasticidade diferem do aço das armaduras. A expansão, o calor específico, a condutividade térmica e a densidade do aço estrutural são iguais às do aço das armaduras, descritas nos itens 3.2.2.2 a 3.2.2.5 do presente trabalho. No Brasil, a NBR 14323 (ABNT, 2003) é a norma técnica que trata sobre o projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio

4.2.3.1 Resistências e módulo de elasticidade

Em sua seção 3.2.1, o EN 1994-1-2 (CEN, 2005) apresenta o comportamento das variáveis que definem as relações tensão-deformação do aço estrutural em situação de incêndio. O Quadro 19 apresenta tais dados.

Quadro 19: Comportamento das resistências e do módulo de elasticidade longitudinal do aço estrutural em função da temperatura.

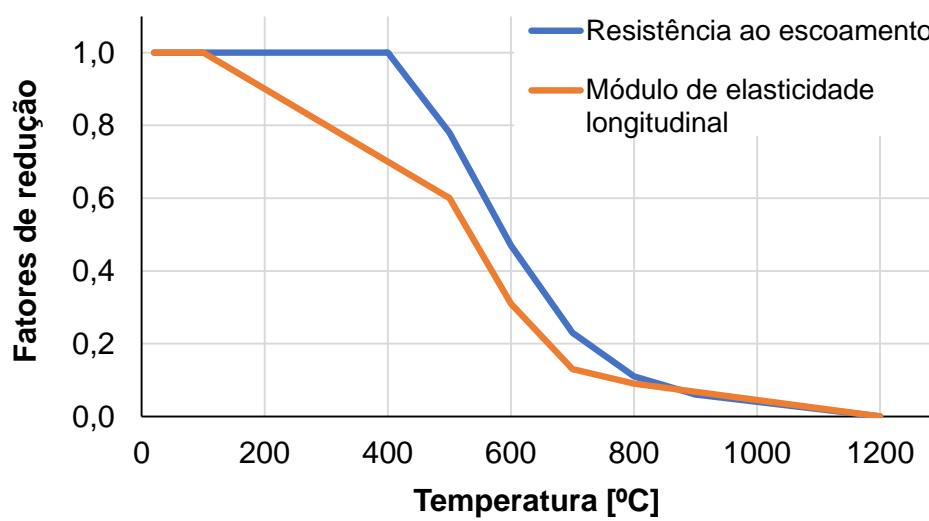
θ [°C]	$k_{E,\theta} = E_{a,\theta}/E_a$	$k_{y,\theta} = f_{ay,\theta}/f_{ay}$	$k_{u,\theta} = f_{au,\theta}/f_{ay}$
20	1,00	1,00	1,25
100	1,00	1,00	1,25
200	0,90	1,00	1,25
300	0,80	1,00	1,25
400	0,70		1,00
500	0,60		0,78
600	0,31		0,47
700	0,13		0,23
800	0,09		0,11
900	0,0675		0,06
1000	0,0450		0,04
1100	0,0225		0,02
1200	0		0

Fonte: Adaptado de EN 1994-1-2 (CEN, 2005).

Em que $k_{E,\theta}$ é o fator de redução do módulo de elasticidade longitudinal do aço; $E_{a,\theta}$ é o módulo de elasticidade longitudinal do aço à temperatura θ ; E_a é o módulo de elasticidade longitudinal do aço em temperatura ambiente; f_{ay} é a resistência ao escoamento do aço em temperatura ambiente; $k_{y,\theta}$ é o fator de redução da resistência ao escoamento do aço; $f_{ay,\theta}$ é a resistência ao escoamento do aço à temperatura θ ; $k_{u,\theta}$ é o fator de redução da resistência última do aço; $f_{au,\theta}$ é a resistência última do aço à temperatura θ .

A Figura 37 representa os fatores de redução da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade longitudinal do aço estrutural.

Figura 37: Fatores de redução da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade longitudinal do aço estrutural dos perfis.



Fonte: Elaborado pelo autor.

5. MODELO NUMÉRICO

Para as análises numéricas, o pacote computacional Abaqus® 6.13 (DASSAULT SISTÈMES SIMULIA, 2013) foi utilizado. Inicialmente, os modelos numéricos em temperatura ambiente e em situação de incêndio foram verificados e calibrados com base em ensaios experimentais, adequando os parâmetros da modelagem até que os modelos numéricos reproduzissem adequadamente os resultados experimentais.

Este capítulo está estruturado em três subseções:

1. Detalhamento da construção dos modelos numéricos de ligações mistas de aço e concreto;
2. Calibração do modelo numérico com base em ensaios experimentais;
3. Definição das variáveis da análise paramétrica e detalhamento dos modelos construídos.

5.1 CONSTRUÇÃO DE MODELOS NUMÉRICOS DE LIGAÇÕES MISTAS DE AÇO E CONCRETO

5.1.1 TIPOS DE ANÁLISE

Para a análise dos modelos em situação de incêndio, inicialmente é necessário processar modelos térmicos, cujos dados de entrada principais foram, além da geometria do modelo, o comportamento ao longo do tempo do calor específico, da condutividade térmica e da densidade dos materiais que constituem o modelo. Além disso, nesta etapa também deve ser informada quais regiões do modelo estão expostas ao incêndio. Para simular estes fenômenos, foi utilizada a curva de incêndio padrão da norma ISO 834 (1999).

Para modelar a ação do incêndio foram consideradas as recomendações do EN 1991-1-2 (2002) e, mais especificamente:

- Coeficiente de transferência de calor por convecção igual a $25 \text{ W/m}^2\cdot\text{K}$ nas faces expostas;
- Coeficiente de transferência de calor por convecção igual a $9 \text{ W/m}^2\cdot\text{K}$ nas faces não expostas;
- Fator de emissividade igual a 0,70 para considerar a transferência de calor por radiação nas faces expostas;

- Fator de emissividade nulo nas faces não expostas.

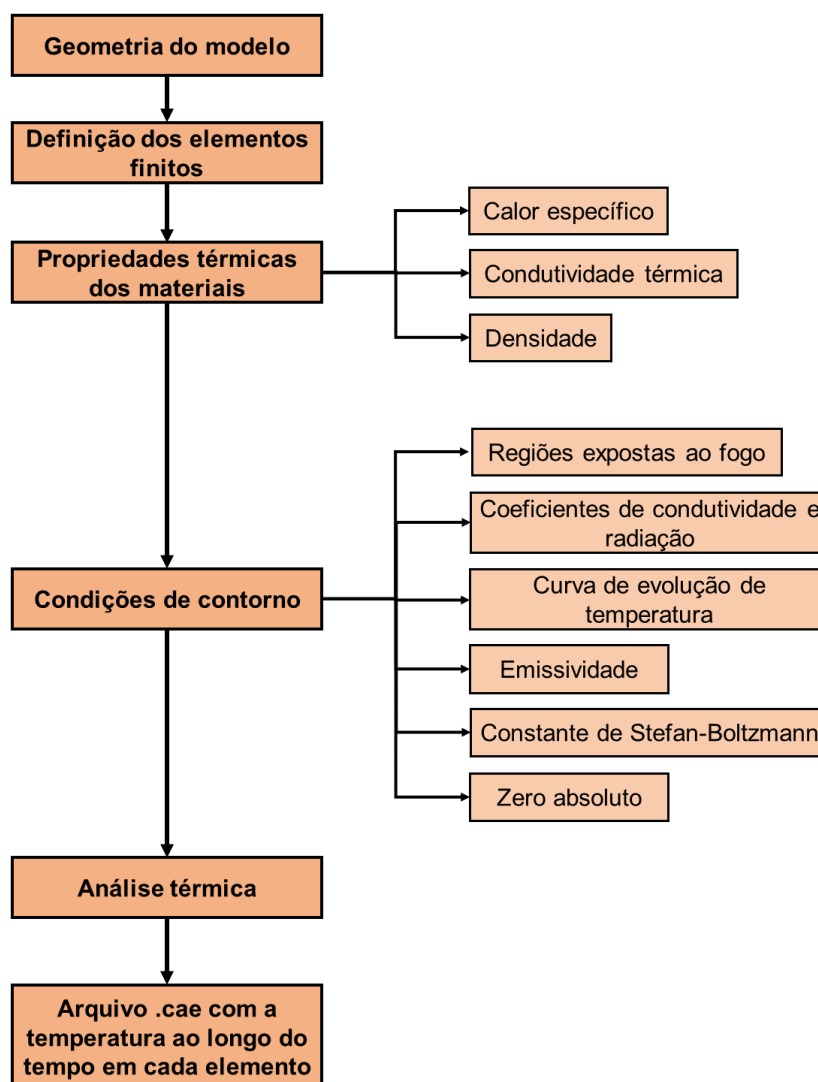
Além disso, vale ressaltar que foram admitidas as propriedades térmicas dos materiais concreto, aço estrutural e aço das armaduras com base nas recomendações da EN 1992-1-2 (CEN, 2004). Nesse sentido, vale destacar que:

- O EN 1994-1-2 (CEN, 2004) apresenta valores limites inferior e superior para condutividade térmica. Na modelagem numérica, foram adotados os valores médios entre os dois;
- Foram utilizados os valores de alongamento térmico propostos para concretos com agregado calcário;
- Foi considerado um teor de umidade de 3,0% do peso do concreto para a consideração do calor específico.

A constante de Stefan-Boltzmann foi assumida igual a $5,67 \cdot 10^{-8} \text{ W/m}^2 \cdot \text{C}^4$ e a temperatura correspondente ao zero absoluto igual a $-273 \text{ }^\circ\text{C}$.

Como resultado, o processamento dos modelos térmicos fornece isotermas de temperatura ao longo do tempo para todos os elementos que constituem a estrutura do modelo. A Figura 38 apresenta os principais passos para o desenvolvimento de modelos térmicos e o seu produto.

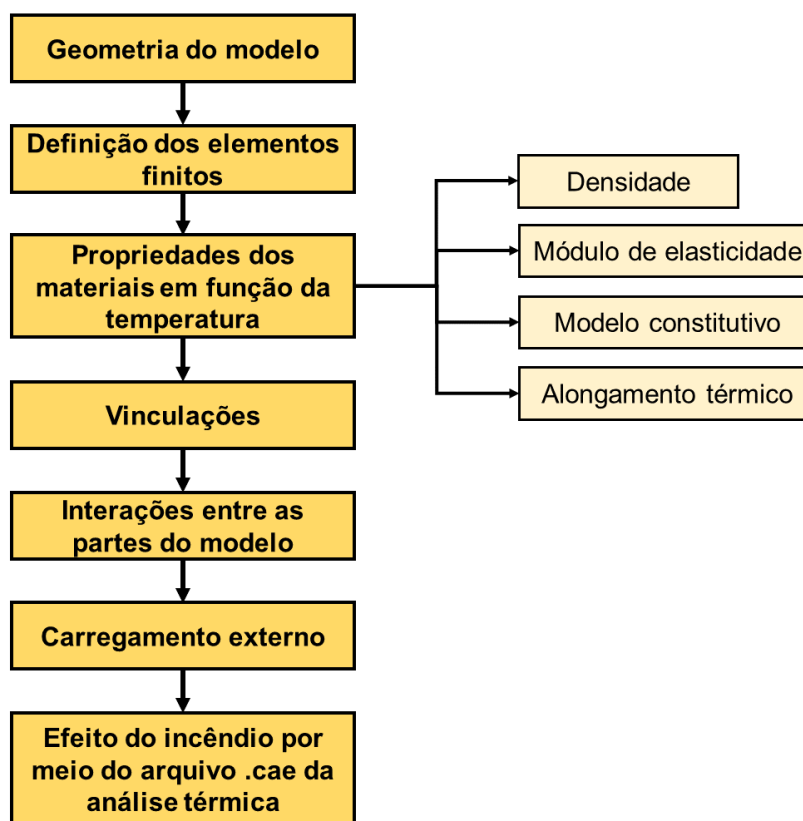
Figura 38: Fluxograma dos procedimentos para criação de modelos térmicos.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Na sequência, foram concebidos os modelos termoestruturais. Em tal etapa, além da geometria, os principais dados de entrada foram a vinculação, o carregamento, as propriedades dos materiais (densidade, módulo de elasticidade, modelo constitutivo e alongamento térmico) e, por fim, o arquivo de resultados da análise térmica. Desse modo, ao processar o modelo termoestrutural, os efeitos da temperatura são considerados simultaneamente com as ações atuantes no modelo. A descrição das curvas de incêndio e das propriedades dos materiais constam no Capítulo 3 deste trabalho.

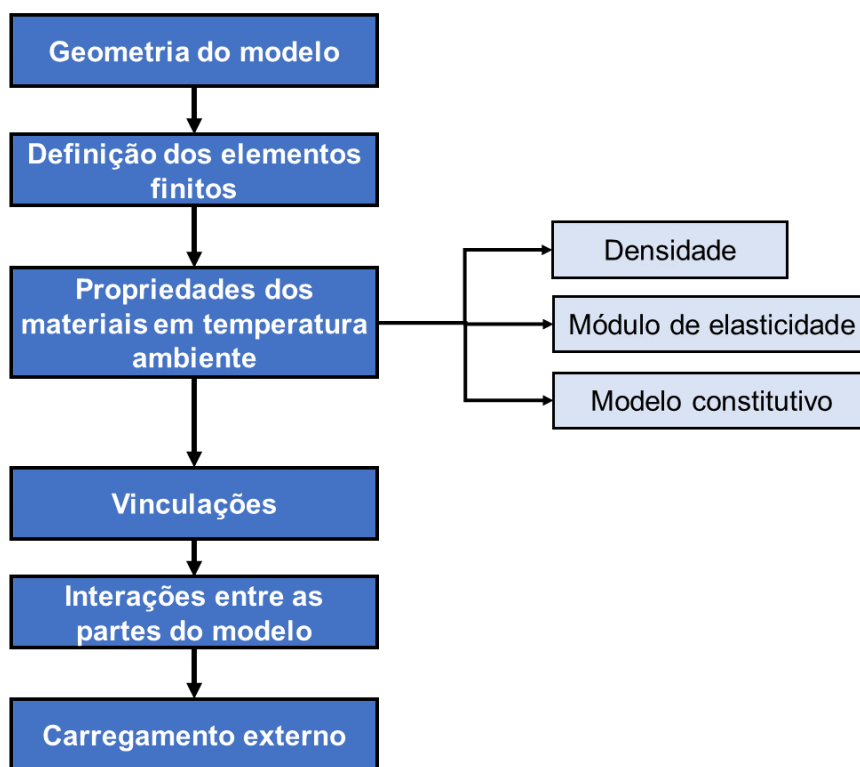
A Figura 39 ilustra os principais passos para o desenvolvimento de modelos termoestruturais, expondo a necessidade de associação com o resultado do modelo térmico.

Figura 39: Fluxograma dos procedimentos para criação de modelos termoestruturais.

Fonte: Elaborado pelo autor.

Vale ressaltar que, para as análises em temperatura ambiente, realiza-se a análise similar à dos modelos termoestruturais, porém, sem a associação com o arquivo de resultados da análise térmica. A Figura 40 apresenta os principais procedimentos para o desenvolvimento de modelos estruturais em temperatura ambiente.

Figura 40: Fluxograma dos procedimentos para criação de modelos estruturais.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Em resumo, os modelos térmicos são constituídos por um único passo de processamento no qual ocorre o aquecimento da estrutura com base na curva de incêndio padrão da ISO 834 (1999). Já os modelos termoestruturais são submetidos a dois passos de processamento. O primeiro, no qual ocorre a aplicação do carregamento externo, e o segundo, quando são aplicados os efeitos de temperatura.

Nos modelos térmicos, foi utilizada a análise do tipo “*Heat Transfer*”, com tempo total de 7.200 s (duas horas), incremento inicial de 1 s, incrementos mínimo e máximo de 0,0001 s e 60 s, respectivamente, e variação máxima de temperatura por incremento de 300 °C.

Por sua vez, nos modelos termoestruturais, o passo de processamento do carregamento externo foi modelado com análises do tipo “*Static, General*”, utilizando incremento inicial de 0,01, incrementos mínimo e máximo respectivamente iguais a 0,00001 e 0,1. Por fim, a etapa de aquecimento da estrutura foi feita usando análises do tipo “*Visco*”. O tamanho do passo de processamento e incrementos foram adotados iguais aos dos modelos térmicos, para manter a coerência com o input de temperatura. Em ambos os passos dos modelos termoestruturais, empregou-se o método de estabilização “*Dissipated Energy*” com coeficiente igual a 0,002; foram incluídos efeitos de não linearidades geométricas. Foi

adotado método de resolução de Newton-Raphson e o erro no processamento devido à perda de capacidade resistente do elemento estrutural foi o critério de parada.

5.1.2 CARACTERÍSTICAS DOS MODELOS

5.1.2.1 Geometria e elemento finitos

Inicialmente, é preciso modelar a geometria das partes que constituem o modelo numérico e definir o tipo de elemento finito.

Nas análises térmicas foram utilizados elementos de transferência de calor difusivo DC3D20R para a discretização de vigas, pilares, lajes e elementos de ligação. Estes são prismáticos, tridimensionais, com 20 nós cada e de integração reduzida. Já para as armaduras e conectores, foi utilizado o elemento DC1D2, o qual é um elemento de transferência de calor com 2 nós, recomendando para componentes lineares.

Já para as análises termoestruturais e estruturais em temperatura ambiente, para constituir a malhas das vigas, pilares, lajes e elementos de ligação, empregou-se o elemento sólido C3D8R, que possui 8 nós com 3 graus de liberdades por nó (translações nas direções x, y e z), pois tal elemento suporta a análise plástica com elevadas deformações e deslocamentos, além de ser possível inserir barras de armadura em seu interior. Para as armaduras longitudinais e transversais, foram utilizados elementos de treliça T3D2, os quais possuem 2 nós com 3 graus de liberdades por nó (translações nas direções x, y e z), que é um ótimo elemento para representar o comportamento de barras, treliças e cabos submetidos a forças axiais. Por fim, para os conectores de cisalhamento *stud bolt*, foram utilizados elementos de viga B31, caracterizados por possuírem 2 nós com 6 graus de liberdades por nó (translações nas direções x, y e z e rotações em torno de tais eixes), em razão do custo de cálculo de tal elemento quando comparado com os sólidos.

Os elementos de aço poderiam ser discretizados usando elemento de casca, requerendo menos tempo para processamento. Porém, a utilização de elementos de casca não compatibiliza os graus de liberdade adequadamente. Assim, sabendo que o melhor elemento finito para discretizar o concreto é o elemento hexaédrico e este elemento consegue melhores resultados para o perfil de aço, o elemento finito C3D8R foi escolhido para discretizar os componentes de aço e concreto.

Em todos os modelos, foram consideradas folgas de 2 mm nos furos dos elementos de ligação em relação ao diâmetro do corpo do parafuso. Ou seja, o diâmetro do furo é igual ao diâmetro do corpo do parafuso mais 2 mm. Além disso, também foi prevista uma folga de 3 mm entre a abertura na laje e o perímetro da seção transversal do perfil do pilar.

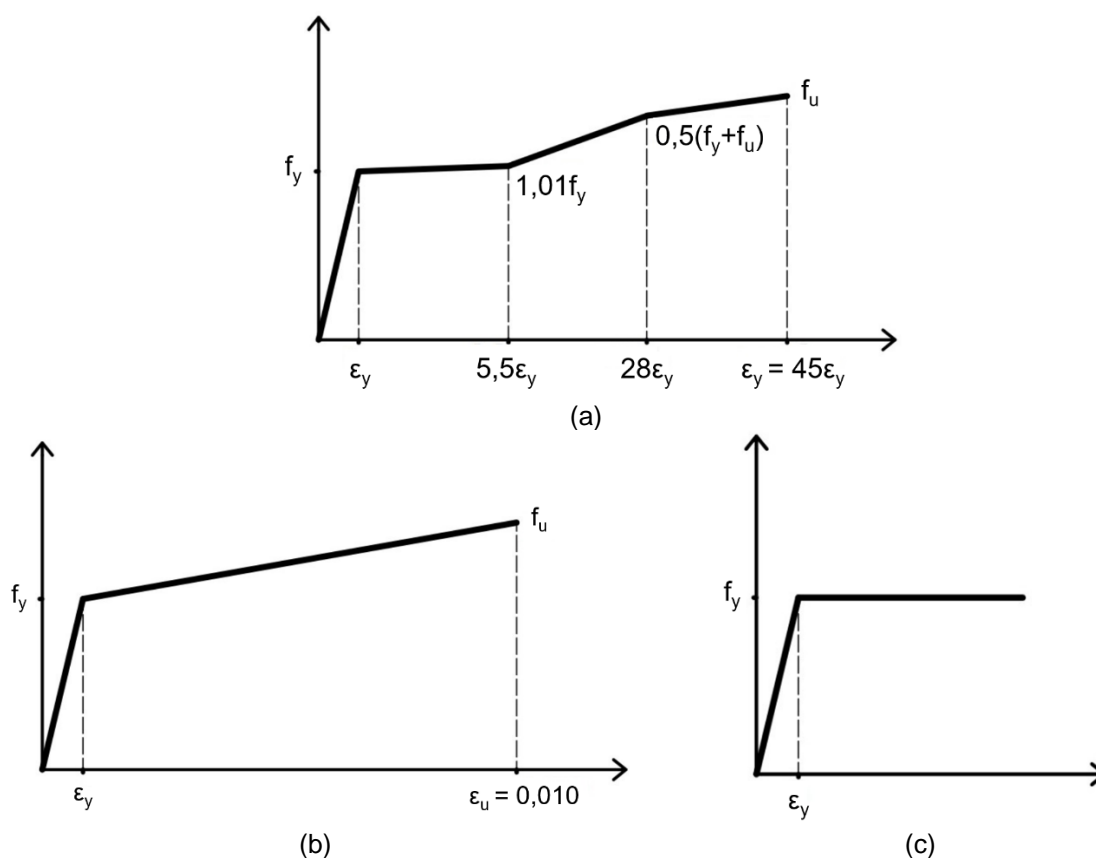
5.1.2.2 Materiais e modelos constitutivos

Os perfis metálicos, as armaduras e os conectores de cisalhamento foram descritos por uma relação constitutiva tensão-deformação com comportamento elastoplástico perfeito e critério de plasticidade de Von Mises. Especificamente, foi utilizado o modelo de Earls (1999a, 1999b).

Para o concreto, adotou-se o modelo constitutivo *Concrete Damaged Plasticity* (CDP) de Carreira e Chu (1985, 1986), pois este modelo prevê com grande precisão o comportamento de concretos e outros materiais frágeis como rocha e argamassa, além de considerar os efeitos de fissuração.

A Figura 41 exibe o modelo constitutivo de Earls (1999a, 1999b). Para os perfis, foi utilizado o modelo elastoplástico considerando o efeito de encruamento do aço por meio de uma região tri-linear (Figura 41-a). Por sua vez, para as armaduras longitudinais e transversais, foi adotado um modelo elastoplástico com encruamento linear positivo (Figura 41-b). Por fim, para os conectores de cisalhamento e para os parafusos, foi considerado o modelo elastoplástico perfeito (Figura 41-c).

Figura 41: Modelo constitutivo dos elementos de aço para (a) perfis, (b) armaduras e (c) conectores de cisalhamento e parafusos.



Fonte: Elaborado pelo autor.

A relação tensão-deformação utilizada para simular o comportamento do concreto submetido a tensões de compressão foi proposta por Carreira e Chu (1985), representado pelas Equações (30) e (31).

$$\frac{\sigma}{f_{cm}} = \frac{\beta_c (\varepsilon/\varepsilon_c)}{\beta_c - 1 + (\varepsilon/\varepsilon_c)^{\beta_c}} \quad (30)$$

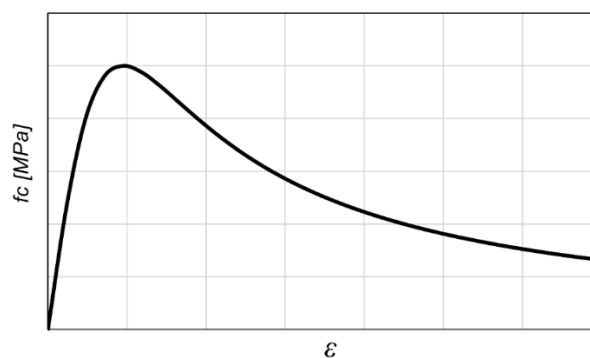
$$\beta_c = \left(\frac{f_{cm}}{32.4} \right)^3 + 1.55 \quad (\text{MPa}) \quad (31)$$

Por sua vez, para a representação do comportamento do concreto submetido a tensões de tração, foi empregado o modelo de Carreira e Chu (1986), formulado de acordo com a Equação (32).

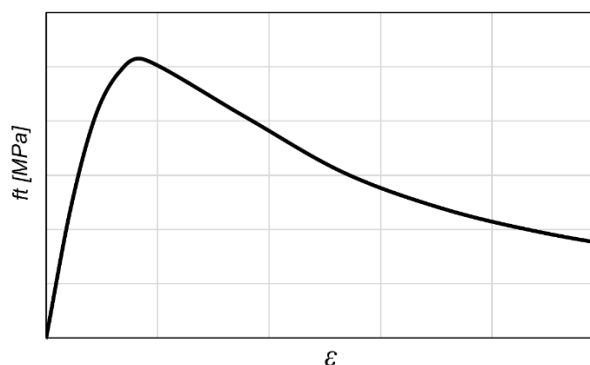
$$\frac{\sigma}{f_{tm}} = \frac{\beta_c (\varepsilon/\varepsilon_t)}{\beta_c - 1 + (\varepsilon/\varepsilon_t)^{\beta_c}} \quad (32)$$

A Figura 42 apresenta o modelo constitutivo de Carreira e Chu (1985, 1986), para o concreto à compressão (Figura 42-a) e à tração (Figura 42-b).

Figura 42: Modelo constitutivo de Carreira e Chu (1985, 1986) para o concreto.



(a) Comportamento à compressão

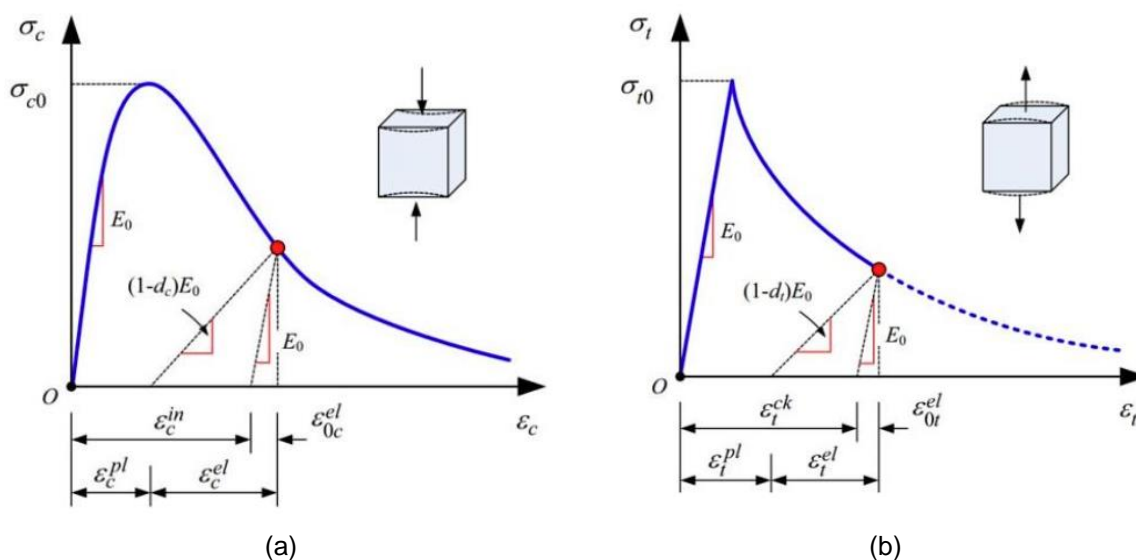


(b) Comportamento à tração

Fonte: Adaptado de Carreira e Chu (1985, 1986).

Vale ressaltar que o modelo de Carreira e Chu (1986) para o concreto submetido à tração não descreve com elevada precisão o decréscimo de resistência. Entretanto, nos modelos analisados neste trabalho, a laje está submetida essencialmente à compressão e, portanto, julgou-se tal modelo adequado. Além disso, para tornar as análises mais precisas, o dano do concreto à compressão e à tração também foram considerados na modelagem. O CDP permite a progressiva modelagem do dano em um material. Esse dano é definido pela variável "d" e seu valor é inicialmente zero quando o material está intacto e 1 quando totalmente danificado ($0 \leq d \leq 1$). Os fatores de dano, d_c e d_t , representam a taxa de degradação da rigidez do concreto devido ao dano do material durante a compressão (esmagamento) e tração (fissuração), respectivamente, sob tensão uniaxial. A Figura 43 ilustra o conceito do parâmetro de dano. A relação tensão-deformação é governada por uma quantidade elástica danificada, de acordo com as Equações (33) e (34).

Figura 43: Consideração do parâmetro de dano (a) à compressão e (b) à tração.



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

$$\bar{\sigma}_t = \frac{\sigma_t}{(1-d_t)} \quad (33)$$

$$\bar{\sigma}_c = \frac{\sigma_c}{(1-d_c)} \quad (34)$$

Em que $\bar{\sigma}_t$ e $\bar{\sigma}_c$ são as tensões efetivas de tração e compressão, respectivamente e σ_t e σ_c são as tensões de tração e compressão de referência, respectivamente.

Ainda relacionado ao CDP, é preciso informar ao Abaqus® outros parâmetros para extrapolar o comportamento dos materiais do estado uniaxial para o multiaxial. São eles:

- Ângulo de dilatância (ψ): trata-se do ângulo de dilatação do material mensurado no plano p-q em alta pressão de confinamento. Em simulações envolvendo concreto, o ângulo de dilatância geralmente varia entre 30° e 42° (JANKOWIAK e LODYGOWSKI, 2005);
- Excentricidade (ϵ): também chamada de excentricidade de material plástico, consiste em um valor positivo que simboliza a taxa de aproximação da hipérbole do potencial plástico à assíntota da hipérbole formada pela superfície de potencial plástico do CDP no plano meridional. Para o modelo CDP, recomenda-se admitir $\epsilon = 0,1$ (JANKOWIAK e LODYGOWSKI, 2005);
- $\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}}$: expressa o estado do material nos pontos no qual o concreto está sujeito a falhas para compressão biaxial. O manual do Abaqus® recomenda o uso de $\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}} = 1,16$;
- K_c : consiste na proporção das distâncias entre o eixo hidrostático e, respectivamente, o meridiano de compressão e o meridiano de tração na seção transversal. O manual do Abaqus® recomenda o uso de $K_c = 2/3$;
- Viscosidade (ν): o parâmetro de viscosidade é importante para assegurar a convergência de modelos constitutivos de materiais que possuam comportamento de “amolecimento”. A viscosidade faz com que a rigidez tangente consistente do material se mantenha positiva. Jankowiak e Lodygowski (2005) recomendam adotar $\nu = 0,001$ para análises envolvendo o concreto.

O Quadro 20 exhibe os valores adotados para tais parâmetros nas modelagens.

Quadro 20: Parâmetros utilizados no modelo constitutivo CDP.

ψ	ϵ	$\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}}$	K_c	ν
36°	0,1	1,16	$\frac{2}{3}$	0,001

Fonte: Elaborado pelo autor.

É importante salientar que, nas validações, o ângulo de dilatância igual a 36° foi o valor para o qual os modelos numéricos tiveram as melhores concordâncias com os modelos experimentais.

5.1.2.3 Interações

A armadura e a laje foram vinculadas por meio da ferramenta “*embedded constraint*” do Abaqus®. Com isso, os graus de liberdade dos nós da armadura foram restringidos à translação. Os conectores, por sua vez, tiveram os nós de sua base acoplados no perfil de aço através da ferramenta “*tie constraint*”, que restringe todos os graus de liberdade entre os elementos. Por fim, a interação entre os conectores e a laje de concreto também foi modelada por meio do comando “*embedded constraint*”, a fim de simular de forma eficiente a ação do conector frente à esforços de cisalhamento no interior do concreto.

Quanto à região de contato entre a laje de concreto e as mesas superiores das vigas de aço, considerou-se contato tangencial do tipo “*Hard contact – Penalty*”, que utiliza o método clássico do multiplicador de Lagrange para impor as restrições, e contato normal com coeficiente de atrito igual a 0,4 entre os materiais aço e concreto (PATHIRANA *et al.*, 2016).

5.2 CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

Para a construção do modelo numérico da ligação mista de aço e concreto, em situação de incêndio, foram modelados e verificados, em ordem crescente de complexidade, modelos de ligações com resultados experimentais disponíveis na literatura.

Inicialmente, modelou-se os ensaios de Ostrander (1970) e Figueiredo (2004) de ligações metálicas viga-pilar em temperatura ambiente. Na sequência, foram verificados os ensaios de Figueiredo (2004) e Haremza *et al.* (2013) de ligações viga-pilar, mistas de aço e concreto, em temperatura ambiente. Por fim, foi reproduzido o ensaio experimental de Haremza *et al.* (2013) em ligações viga-pilar, mistas de aço e concreto, em situação de incêndio. O Quadro 21 apresenta a ordem dos ensaios experimentais que foram modelados e verificados, bem como suas principais características.

De modo geral, há uma carência de estudos experimentais em situação de incêndio. Embora houvessem outras opções de ensaios, muitos trabalhos não fornecem informações suficientes para a criação do modelo numérico.

Quadro 21: Ensaio experimentais modelados.

Ordem	Autor	Descrição	Situação
1º	Ostrander (1970)	Ligação viga-pilar metálica	Temperatura ambiente
2º	Figueiredo (2004)	Ligação viga-pilar metálica	Temperatura ambiente
3º	Figueiredo (2004)	Ligação viga-pilar, mista de aço e concreto	Temperatura ambiente
4º	Haremza <i>et al.</i> (2013)	Ligação viga-pilar, mista de aço e concreto	Temperatura ambiente
5º	Haremza <i>et al.</i> (2013)	Ligação viga-pilar, mista de aço e concreto	Situação de incêndio

Fonte: Elaborado pelo autor.

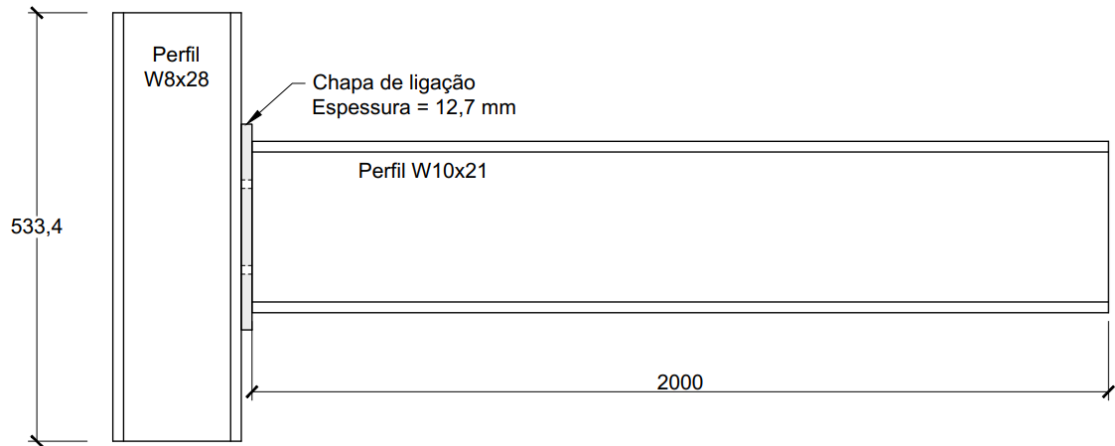
5.2.1 Modelagem numérica do ensaio experimental de ligação metálica viga-pilar de ostrander (1970), em temperatura ambiente

Ostrander (1970) realizou ensaios em ligações metálicas viga-pilar com chapa de extremidade não estendida. Especificamente, o ensaio reproduzido numericamente envolveu uma viga com perfil W10x21 conectada a um pilar W8x28 por meio de uma chapa com espessura de ½” e 4 parafusos com diâmetro de 3/4”.

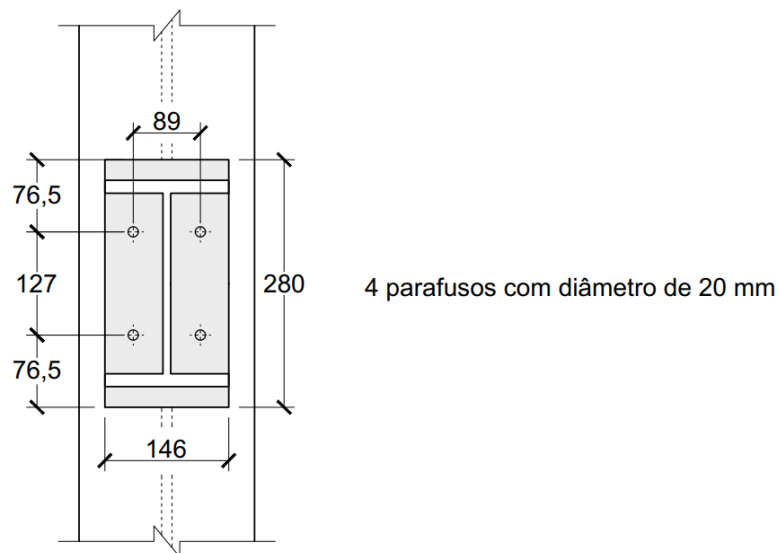
Apesar de ser um ensaio experimental antigo e com um pilar de pequena altura, tal modelo foi escolhido para ser validado pelo fato deste ensaio já ter sido validado por Chen (1991) e por eles apresentarem claramente as dimensões e materiais das partes que constituem a ligação. Acredita-se que a época e a altura do pilar não inviabilizam a modelagem e reprodução da curva momento-rotação da ligação metálica.

A Figura 44 detalha a geometria e os perfis do ensaio experimental de Ostrander (1970). Por sua vez, a Figura 45 apresenta o modelo numérico deste ensaio reproduzido no Abaqus®.

Figura 44: Geometria e condições de contorno dos modelos experimentais de Ostrander (1970): (a) Vista longitudinal e (b) detalhe da região da ligação. Medidas em mm.



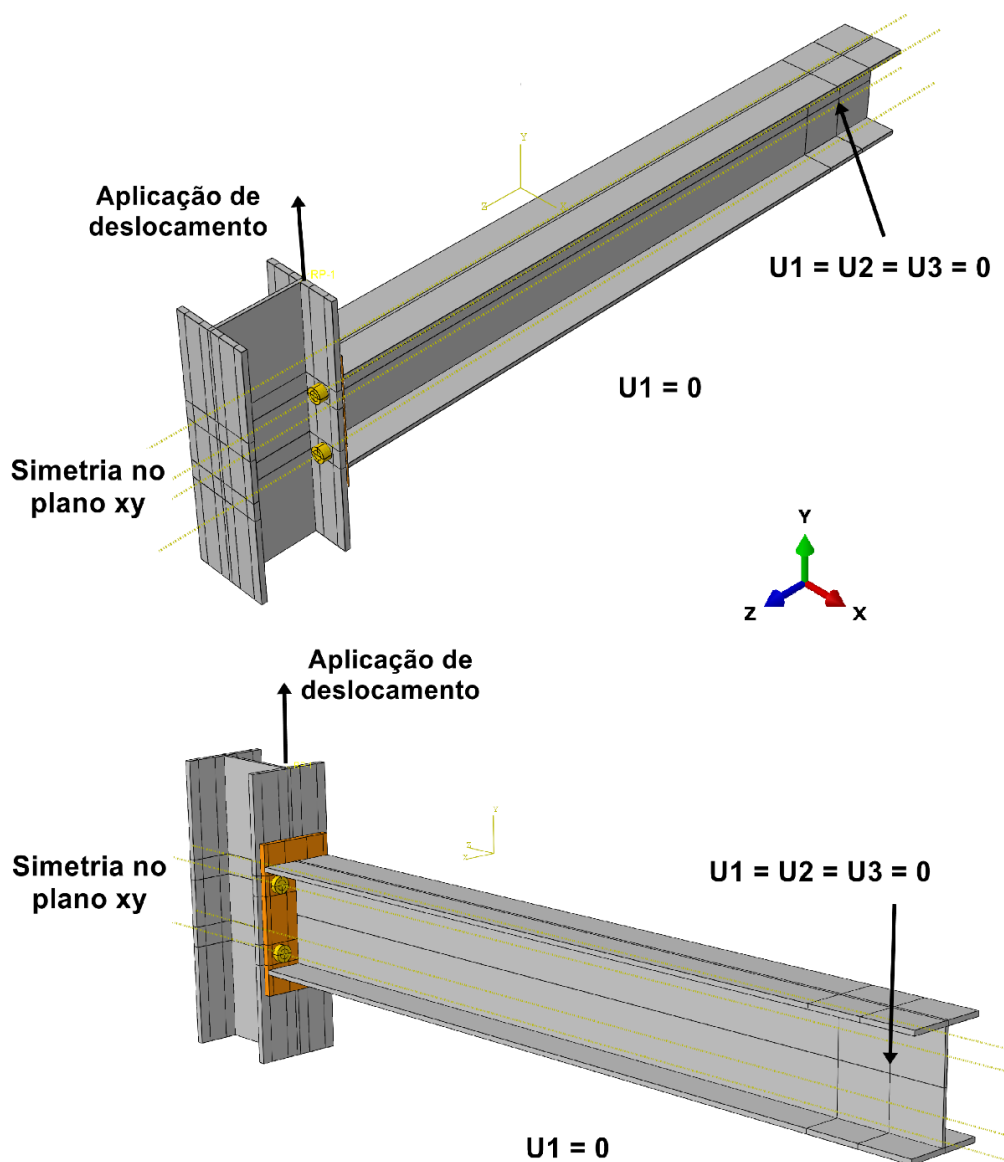
(a) Vista longitudinal



(b) Geometria da região da ligação.

Fonte: Adaptado de Ostrander (1970).

Figura 45: Modelagem numérica do ensaio experimental de Ostrander (1970).



Fonte: Elaborado pelo autor.

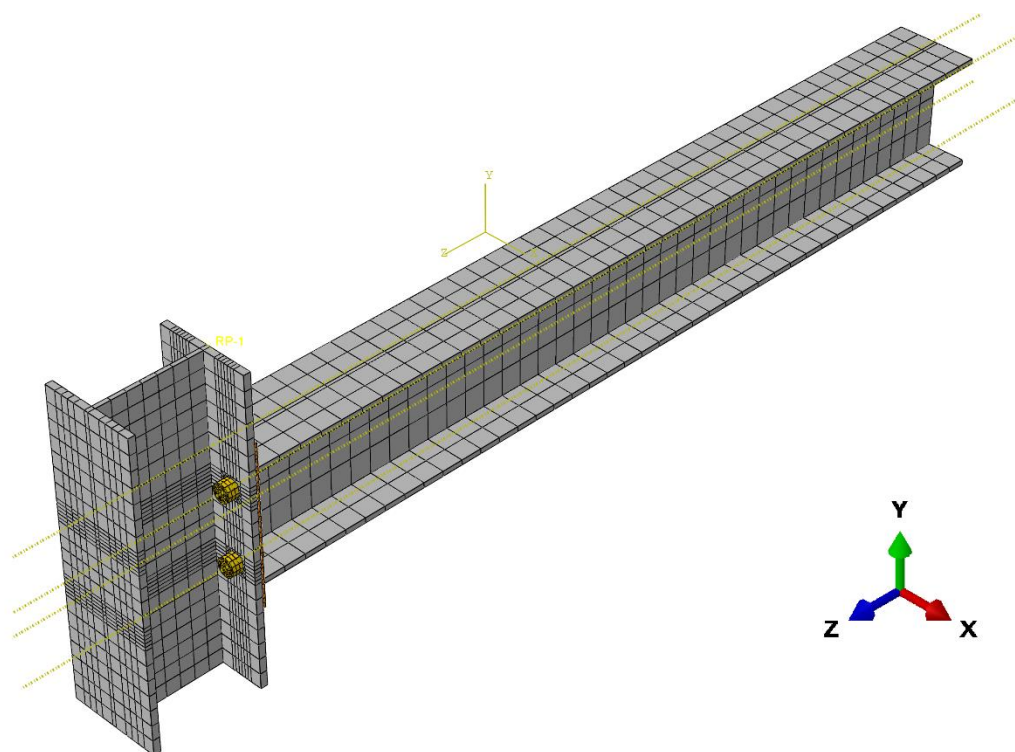
O Quadro 22 e a Figura 46 exibem detalhes dos elementos e das respectivas malhas adotadas na modelagem.

Quadro 22: Partes e respectivos elementos e malhas empregados na simulação numérica do modelo de Ostrander (1970).

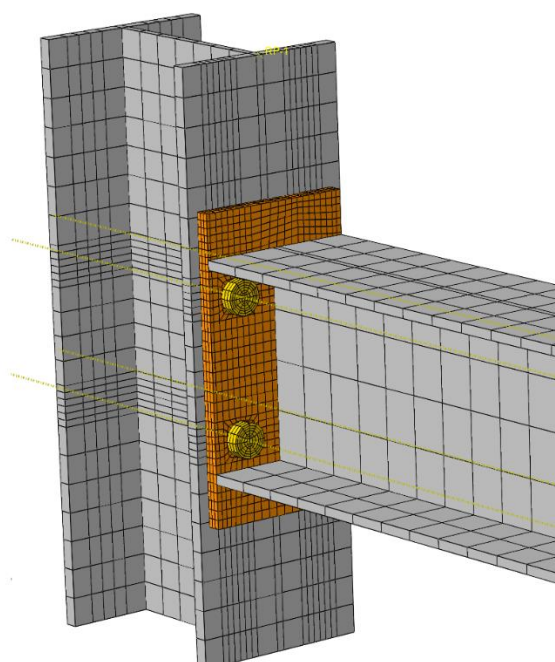
Parte	Tipo	Tamanho do elemento (x,y,z) [mm]	Quantidade de elementos
Laje de concreto	C3D8R	(25, 25, 100)	103008
Viga de aço	C3D8R	(25, 25, 100)	30086
Parafuso	C3D8R	2,26 (tamanho médio)	600
Armadura longitudinal	T3D2	(0, 0, 50)	418
Conector de cisalhamento	B31	(-, 5, -)	20

Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 46: Malha de elementos finitos da modelagem do ensaio experimental de Ostrander (1970): (a) visão geral e (b) detalhe da região da ligação.



(a)



(b)

Fonte: Elaborado pelo autor.

O Quadro 23 especifica as propriedades dos materiais do ensaio de Ostrander (1970).

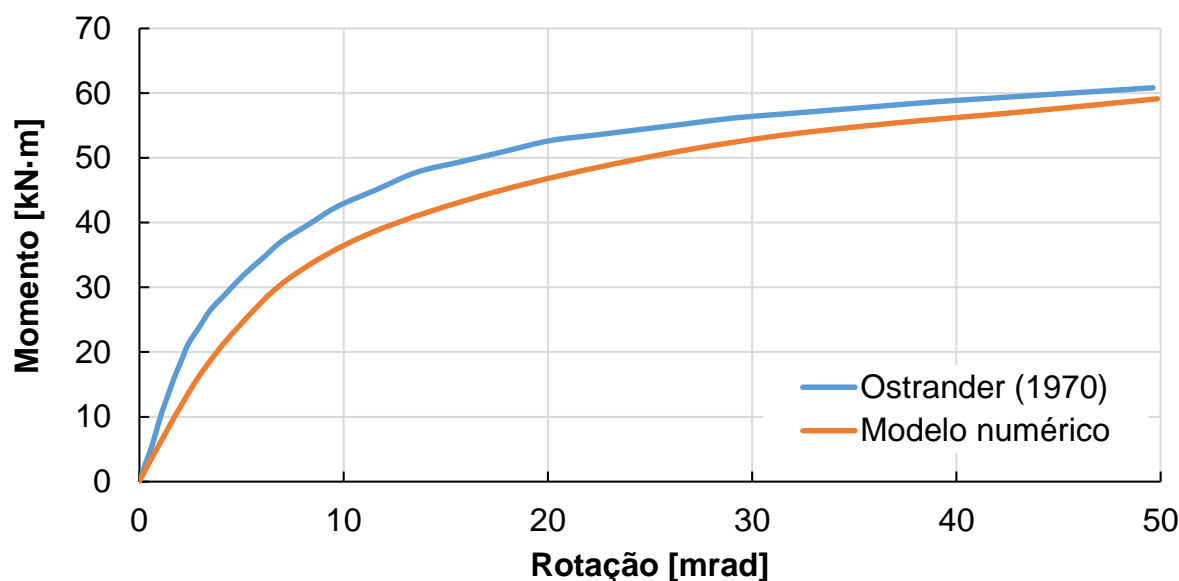
Quadro 23: Propriedades dos materiais adotadas na reprodução numérica do ensaio experimental de Ostrander (1970).

Elemento/Resistência	Viga	Pilar	Chapa	Parafusos	Armaduras
Tipo do aço	A36	A36	A36	A325	CA-50
E [kN/cm ²]	20.000	20.000	20.000	20.000	21.000
f _y [kN/cm ²]	28,5*	35,2*	31,3	63,5	50
f _u [kN/cm ²]	46,1*	53,3*	48,5	82,5	-
*Valores reais					

Fonte: Elaborado pelo autor.

A Figura 47 apresenta a curva momento-rotação do ensaio experimental e do modelo numérico.

Figura 47: Comparação da curva momento-rotação entre o modelo experimental de Ostrander (1970) e o respectivo modelo numérico.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Comparando as curvas momento-rotação do ensaio experimental e do modelo numérico, observa-se um comportamento similar. Precisamente, o erro máximo relativo entre as curvas ocorreu na transição entre o trecho elástico e o plástico, sendo de, aproximadamente, 12%. Sendo assim, considera-se que o modelo numérico representa adequadamente o comportamento real da estrutura.

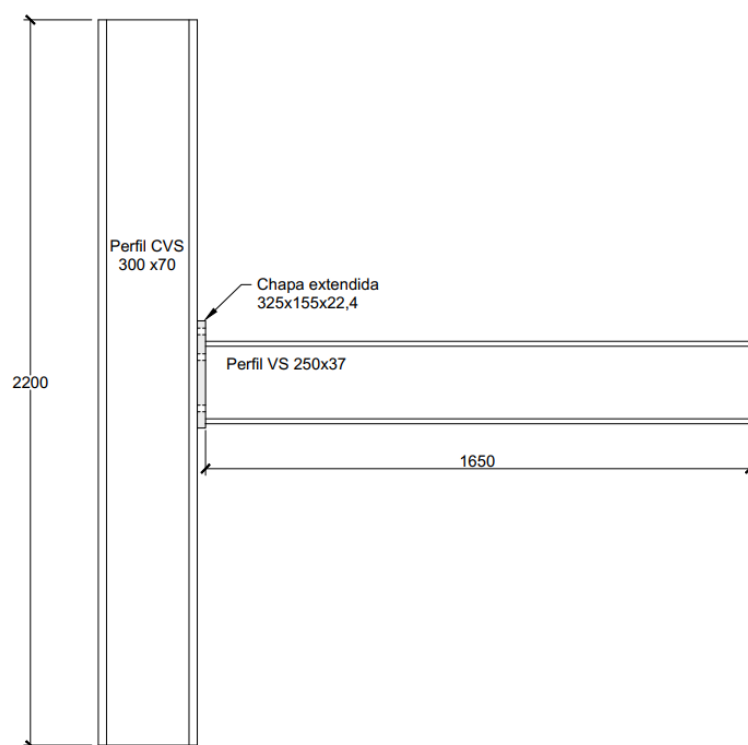
5.2.2 Modelagem numérica do ensaio experimental de ligação metálica viga-pilar de Figueiredo (2004), em temperatura ambiente

Figueiredo (2004) executou um programa experimental de ligações metálicas e mistas com chapa de topo estendida. Detalhadamente, a pesquisadora ensaiou modelos que

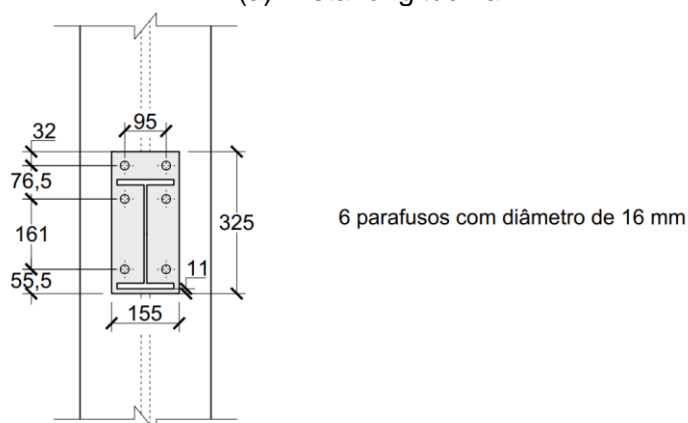
representavam pilares internos e pilares de canto. Após a realização dos ensaios, Figueiredo (2004) calibrou modelos numéricos no software Ansys, os quais permitem a realização de estudos não contemplados pelo programa experimental.

Especificamente, a presente subseção trata sobre a verificação do ensaio experimental de ligação metálica viga-pilar com chapa de topo estendida, em temperatura ambiente, de um pilar de canto. A Figura 48 detalha a geometria e os perfis desse ensaio experimental.

Figura 48: Geometria e condições de contorno do modelo experimental de ligação metálica viga-pilar de Figueiredo (2004): (a) Vista longitudinal e (b) detalhe da região da ligação. Medidas em mm.



(a) Vista longitudinal

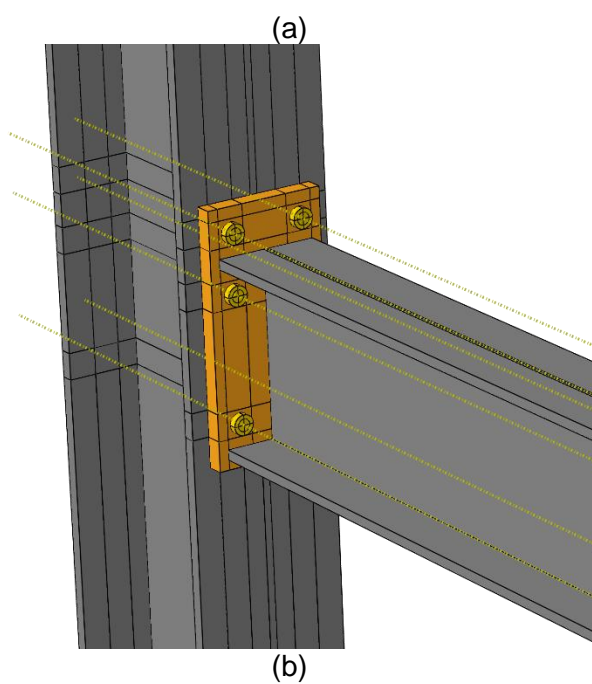
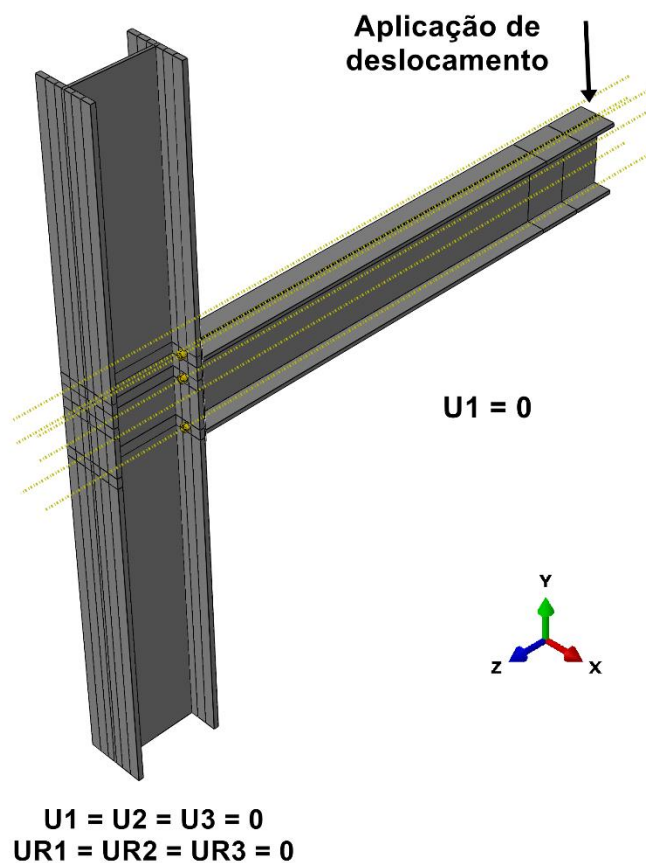


(b) Geometria da região da ligação.

Fonte: Elaborado pelo autor.

A Figura 49 apresenta o modelo numérico simulado no Abaqus®.

Figura 49: Modelagem numérica do ensaio experimental de ligação metálica viga-pilar de Figueiredo (2004): (a) visão geral e (b) detalhe da região da ligação.



Fonte: Elaborado pelo autor.

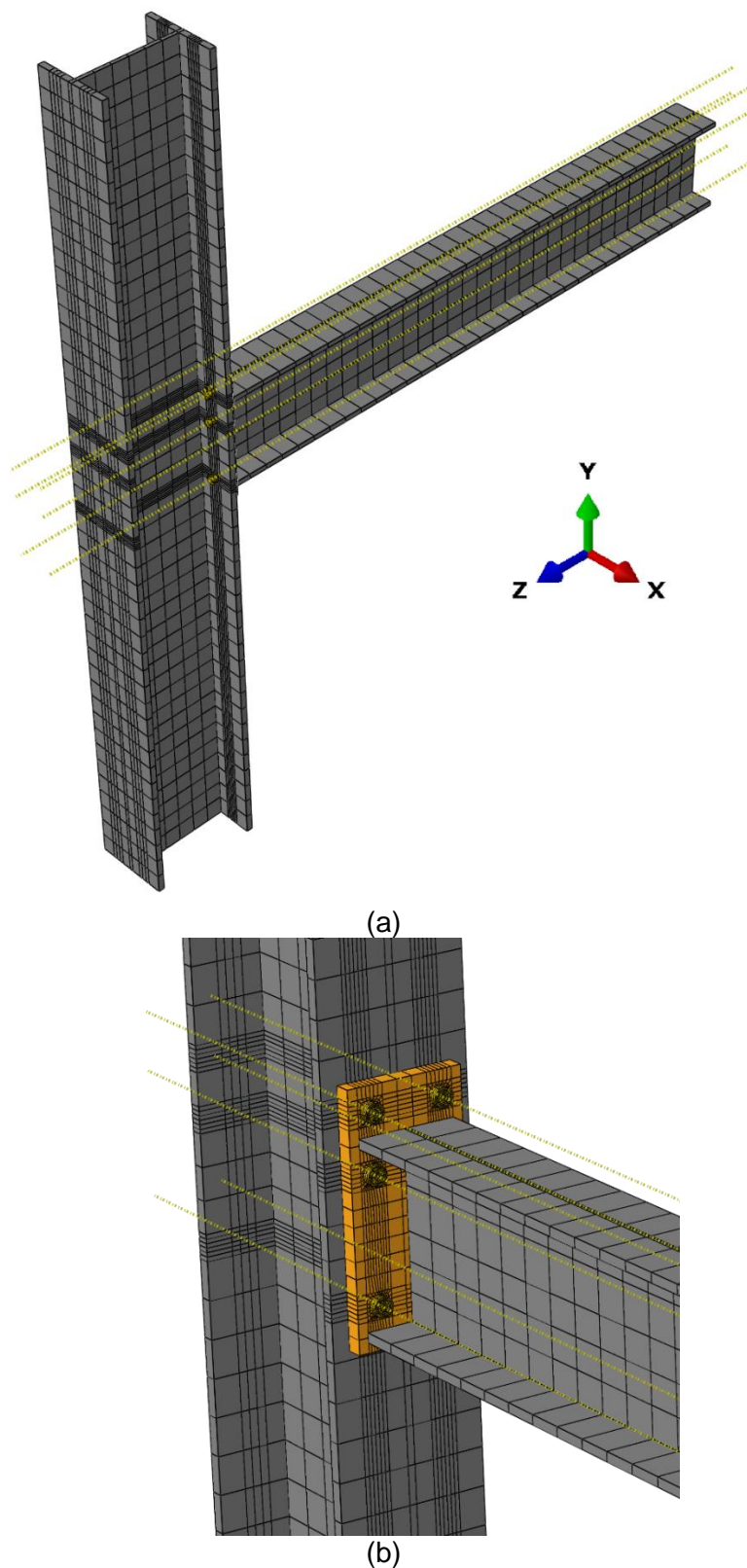
O Quadro 24 e a Figura 50 exibem detalhes dos elementos e das respectivas malhas adotadas na modelagem.

Quadro 24: Partes e respectivos elementos e malhas empregados na simulação numérica do modelo de ligação metálica viga-pilar de Figueiredo (2004).

Parte	Tipo	Tamanho médio do elemento* [mm]	Quantidade de elementos
Viga	C3D8R	38,1	574
Pilar	C3D8R	25,4	1.194
Chapa	C3D8R	7,87	2.940
Parafuso	C3D8R	2,26	600
*Nas regiões de contato utilizou-se uma malha mais refinada			

Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 50: Malha de elementos finitos da modelagem do ensaio experimental de Figueiredo (2004): (a) visão geral e (b) detalhe da região da ligação.



Fonte: Elaborado pelo autor.

O Quadro 25 especifica as propriedades dos materiais do ensaio de Figueiredo (2004).

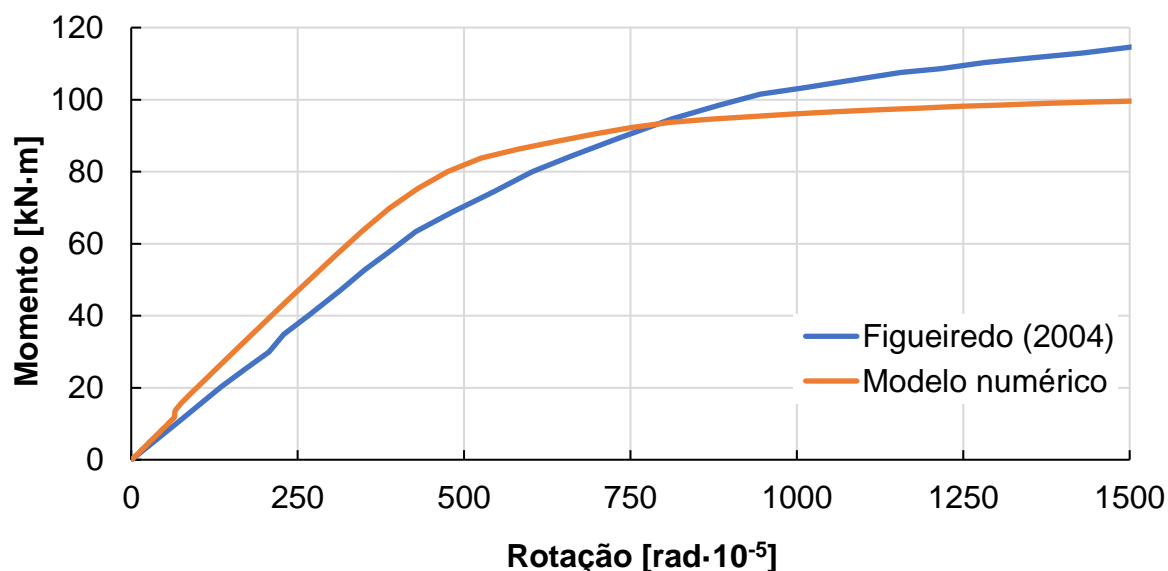
Quadro 25: Propriedades dos materiais adotadas na reprodução numérica do ensaio experimental de ligação metálica viga-pilar de Figueiredo (2004).

Elemento/Resistência	Perfis e chapa	Parafusos
Tipo do aço	Não informado	A325
E [kN/cm ²]	30.000*	20.000
f _y [kN/cm ²]	30*	63,5
f _u [kN/cm ²]	45	82,5
*Valores reais		

Fonte: Elaborado pelo autor.

A Figura 51 apresenta a curva momento-rotação do ensaio experimental e do modelo numérico.

Figura 51: Comparação da curva momento-rotação entre o modelo experimental de ligação metálica viga-pilar Figueiredo (2004) e o respectivo modelo numérico.



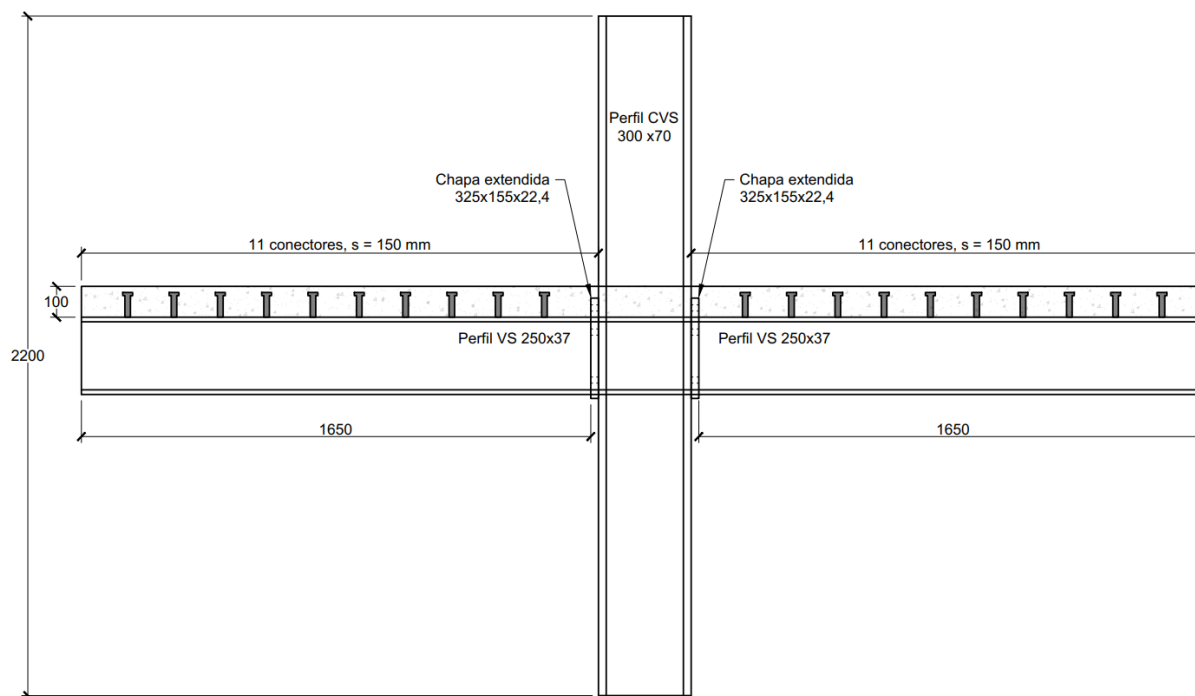
Fonte: Elaborado pelo autor.

Comparando as curvas momento-rotação do ensaio experimental e do modelo numérico, houve maior discrepância no formato da curva. Porém, a plastificação se deu em valores de momento próximos – em torno de 100 kN·m. O erro não foi calculado pois o patamar da curva de Figueiredo (2004) não pode ser determinado de forma precisa.

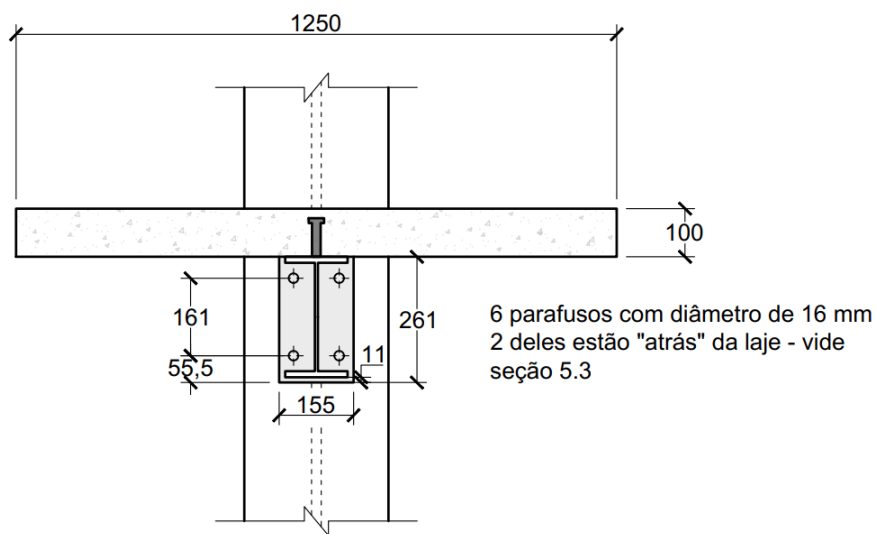
5.2.3 Modelagem numérica do ensaio experimental de ligação viga-pilar, mistas de aço e concreto, de Figueiredo (2004), em temperatura ambiente

Esta subseção apresenta a reprodução numérica ensaio experimental de ligação viga-pilar com chapa de topo estendida, mista de aço e concreto, em temperatura ambiente, de um pilar central. A Figura 48 apresenta um esquema deste ensaio experimental.

Figura 52: Geometria e condições de contorno do modelo experimental de ligação viga-pilar, mista de aço e concreto, de Figueiredo (2004). Medidas em mm.



(a) Vista longitudinal

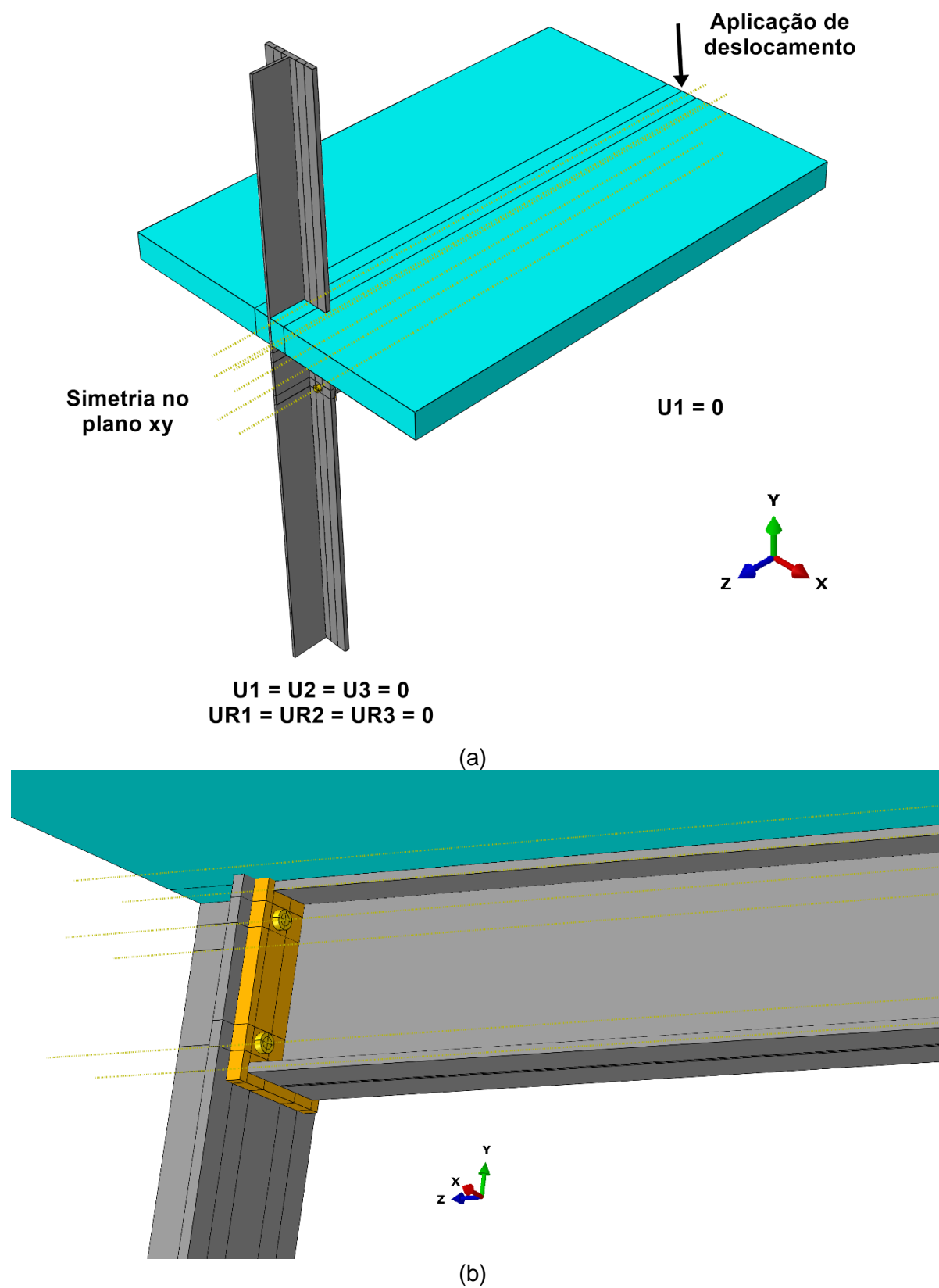


(b) Geometria da região da ligação.

Fonte: Elaborado pelo autor.

A Figura 53 apresenta o modelo numérico simulado no Abaqus®.

Figura 53: Modelagem numérica do ensaio experimental de ligação viga-pilar, mista de aço e concreto, de Figueiredo (2004): (a) visão geral e (b) detalhe da região da ligação.



Fonte: Elaborado pelo autor.

O Quadro 26 e a Figura 54 exibem detalhes dos elementos e das respectivas malhas adotadas na modelagem.

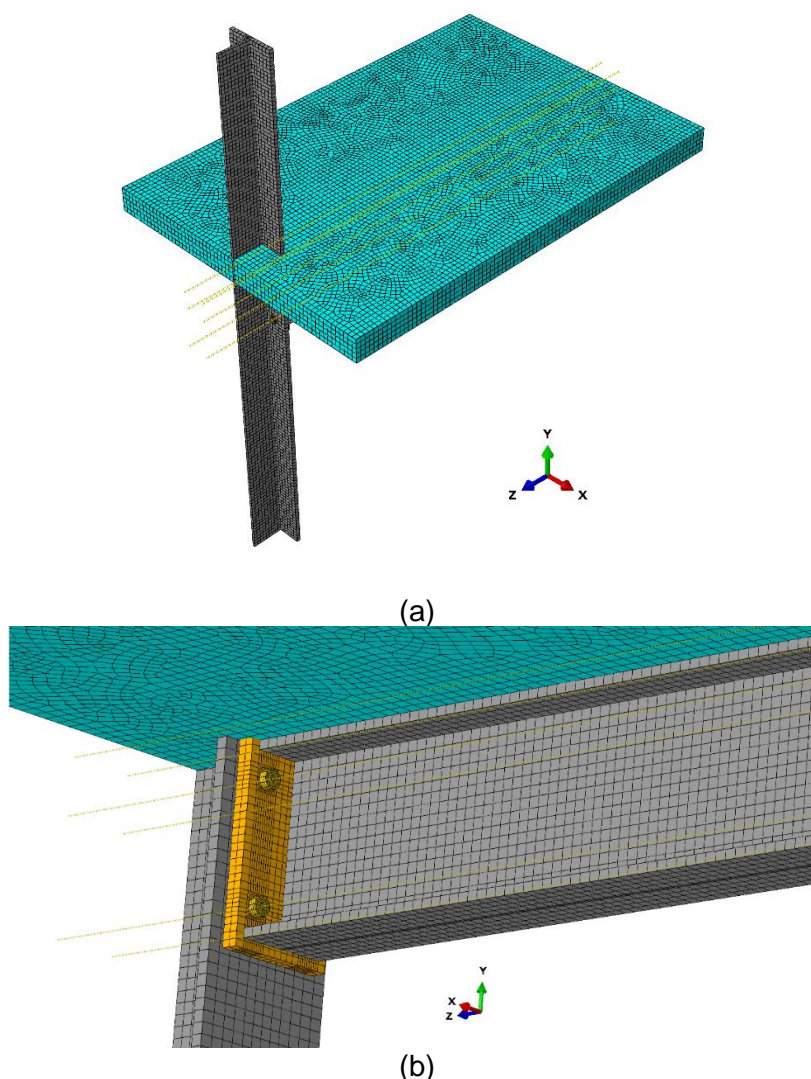
Quadro 26: Partes e respectivos elementos e malhas empregados na simulação numérica do modelo experimental de ligação viga-pilar, mista de aço e concreto, de Figueiredo (2004).

Parte	Tipo	Tamanho médio do elemento* [mm]	Quantidade de elementos
Viga	C3D8R	38,1	574
Laje	C3D8R	20	42.720
Pilar	C3D8R	25,4	1.194
Chapa	C3D8R	7,87	2.940
Parafuso	C3D8R	2,26	600

*Nas regiões de contato utilizou-se uma malha mais refinada

Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 54: Malha de elementos finitos da modelagem do ensaio experimental de ligação viga-pilar, mista de aço e concreto, de Figueiredo (2004): (a) visão geral e (b) detalhe da região da ligação.



Fonte: Elaborado pelo autor.

O Quadro 27 especifica as propriedades dos materiais do ensaio de Figueiredo (2004).

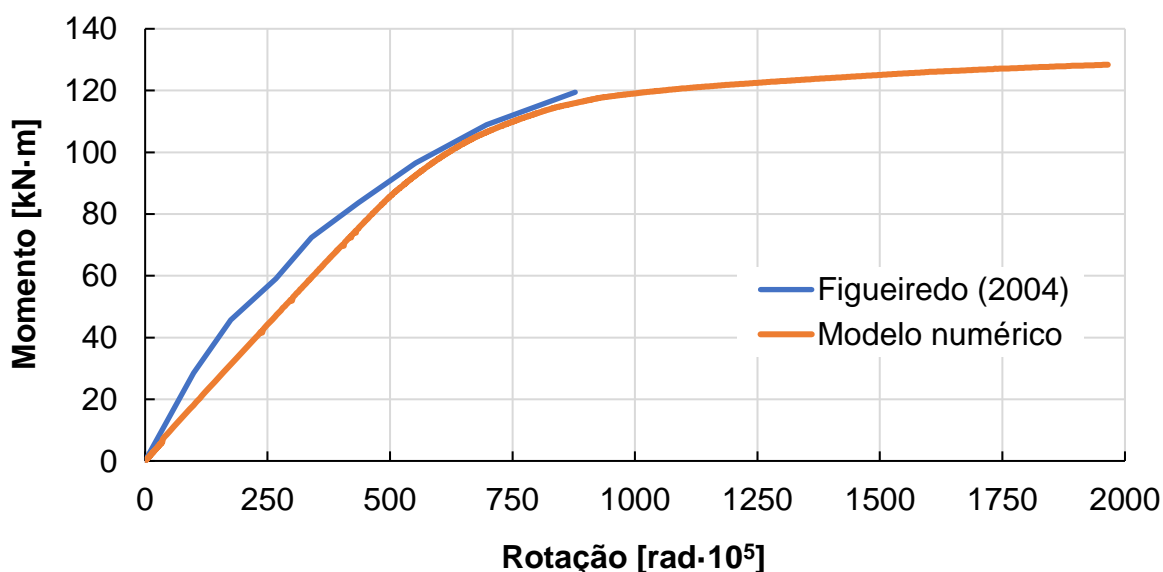
Quadro 27: Propriedades dos materiais adotadas na reprodução numérica do ensaio experimental de ligação viga-pilar, mista de aço e concreto, de Figueiredo (2004).

Elemento/Resistência	Perfis e chapa	Parafusos	Armadura	Concreto
Tipo do aço	Não informado	A325	CA-50	Não se aplica
E [kN/cm ²]	30.000*	20.000	21.000*	3.136*
f _y [kN/cm ²]	30*	63,5	56*	4,40**
f _u [kN/cm ²]	45	82,5	-	-
*Valores reais				
**Valor da resistência à compressão do concreto				

Fonte: Elaborado pelo autor.

A Figura 55 apresenta a curva momento-rotação do ensaio experimental e do modelo numérico.

Figura 55: Comparação da curva momento-rotação entre o modelo experimental de ligação viga-pilar, mista de aço e concreto, de Figueiredo (2004) e o respectivo modelo numérico.



Fonte: Elaborado pelo autor.

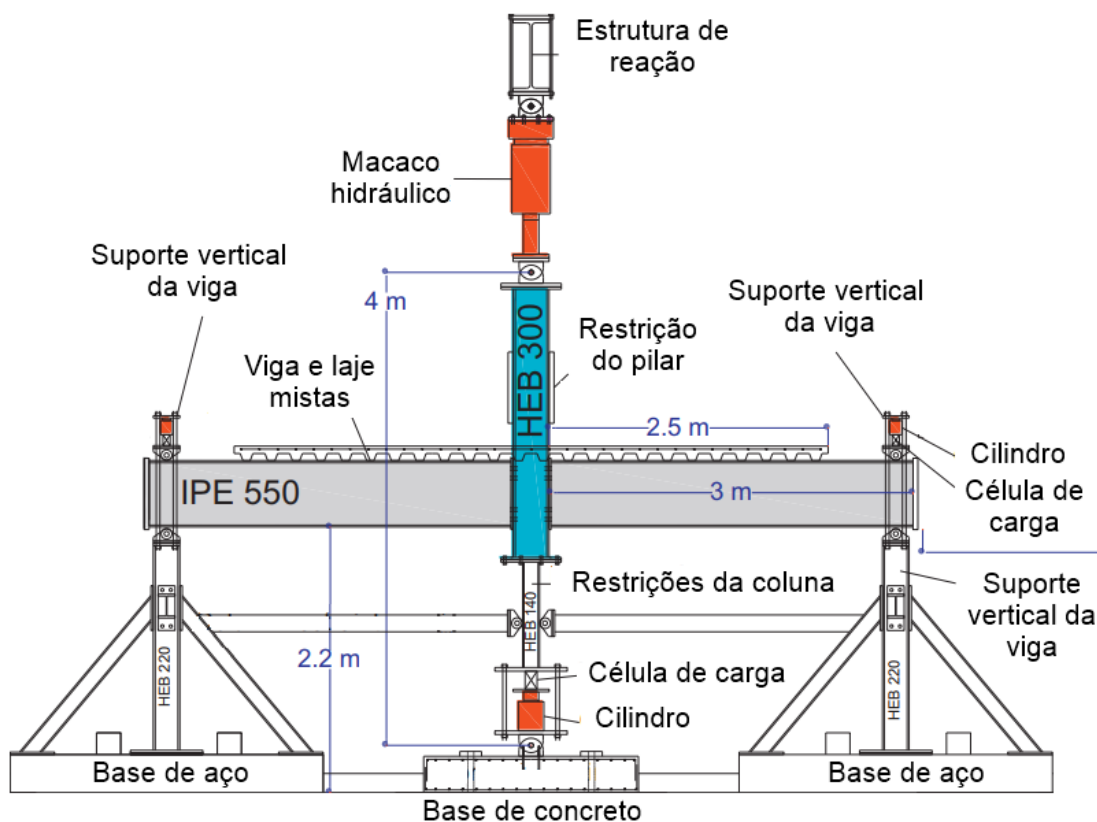
Comparando as curvas momento-rotação do ensaio experimental e do modelo numérico, verificou-se, mais uma vez, um comportamento similar. A principal divergência foi que o ensaio experimental de Figueiredo (2004) cessou para o momento de 120 kN·m, aproximadamente, possivelmente por conta de uma limitação do equipamento. Por sua vez, o modelo experimental plastificou por volta desse valor de momento e, conseqüentemente, a curva momento-rotação prosseguiu com o patamar.

5.2.4 Modelagem numérica do ensaio experimental de ligação viga-pilar, mista de aço e concreto, de Haremza, Santiago e Silva (2013), em temperatura ambiente

Haremza, Santiago e Silva (2013) estudaram experimentalmente o comportamento de ligações mistas de aço e concreto com chapa de extremidade, em situação de incêndio, sujeitas a momentos de flexão e forças axiais variáveis. Esse trabalho apresenta os resultados de sete ensaios experimentais realizados na Universidade de Coimbra em uma subestrutura bidimensional viga-pilar de aço-concreto. Haremza, Santiago e Silva (2013) tinham o intuito de observar o efeito do momento fletor combinado com as cargas axiais nas juntas viga-pilar aquecidas de aço-concreto após a falha do pilar. Sete ensaios foram realizados: um teste de referência à temperatura ambiente; cinco testes a 500 C ou 700 C, nos quais variou-se a restrição axial à viga; e um teste de demonstração, para o qual a subestrutura foi submetida a um aumento da temperatura até a ruptura da coluna.

Visto isso, a presente subseção trata do ensaio experimental de ligação viga-pilar, mista de aço e concreto, de Haremza, Santiago e Silva (2013). Especificamente, foi reproduzido o Modelo 1, ensaiado em temperatura ambiente. A Figura 56 detalha a geometria e os perfis desse ensaio experimental.

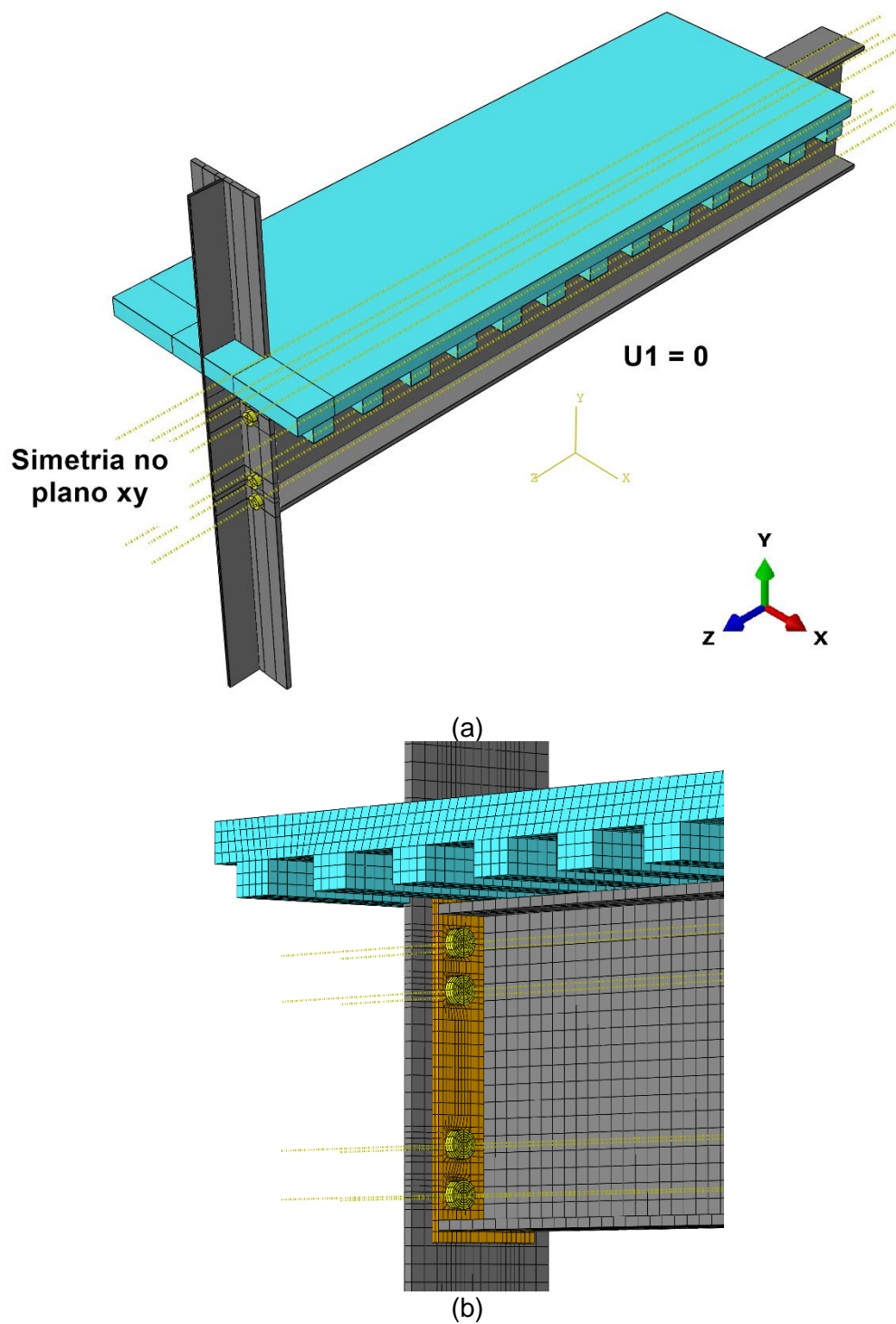
Figura 56: Geometria e condições de contorno do modelo experimental de ligação viga-pilar mista de aço e concreto de Haremza, Santiago e Silva (2013).



Fonte: Elaborado pelo autor.

A Figura 57 apresenta o modelo numérico simulado no Abaqus®.

Figura 57: Modelagem numérica do ensaio experimental de ligação viga-pilar mista de aço e concreto de Haremza, Santiago e Silva (2013): (a) visão geral e (b) detalhe da região da ligação.



Fonte: Elaborado pelo autor.

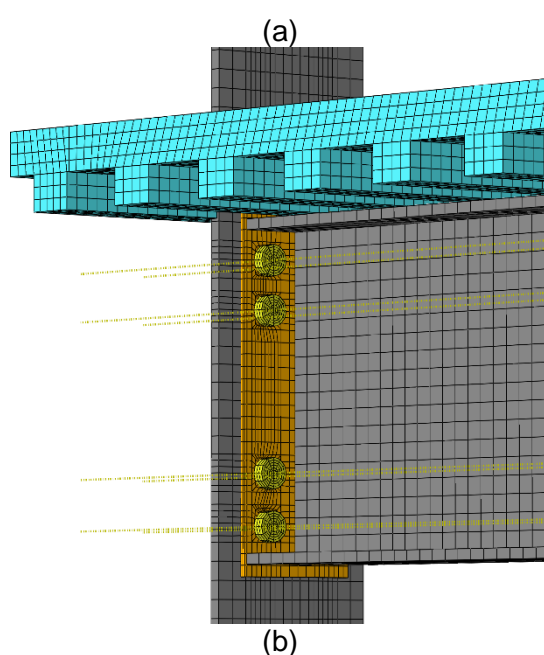
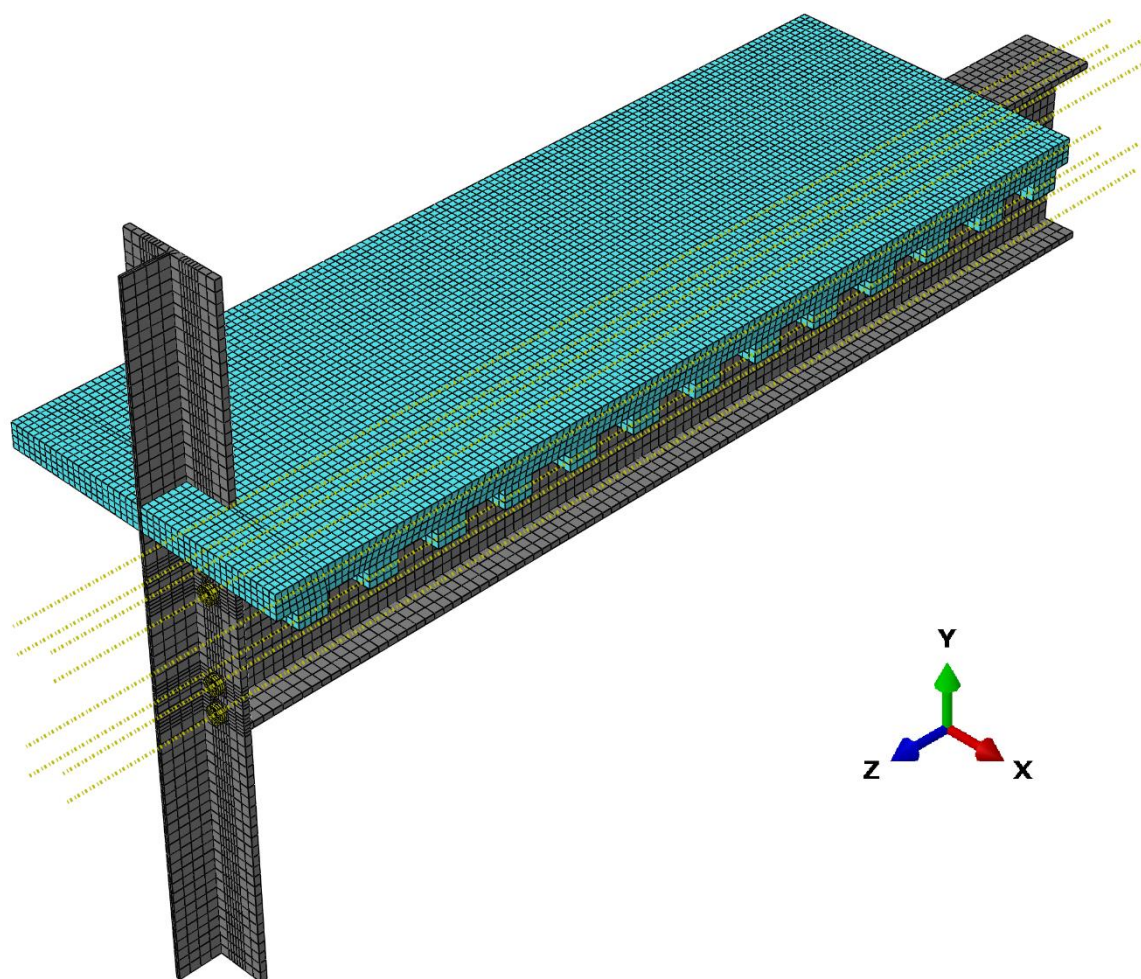
O Quadro 28 e a Figura 58 exibem detalhes dos elementos e das respectivas malhas adotadas na modelagem.

Quadro 28: Partes e respectivos elementos e malhas empregados na simulação numérica do modelo de ligação viga-pilar mista de aço e concreto de Haremza (2013).

Parte	Tipo	Tamanho médio do elemento* [mm]	Quantidade de elementos
Viga	C3D8R	30	5.200
Pilar	C3D8R	30	2.612
Chapa	C3D8R	20	3.672
Laje	C3D8R	20	30.710
Parafuso	C3D8R	10	600
Armaduras	T3D2	30	Variável
Conector de cisalhamento	B31	10	10
*Nas regiões de contato utilizou-se uma malha mais refinada			

Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 58: Malha de elementos finitos da modelagem do ensaio experimental de ligação viga-pilar mista de aço e concreto de Haremza, Santiago e Silva (2013): (a) visão geral e (b) detalhe da região da ligação.



Fonte: Elaborado pelo autor.

O Quadro 29 especifica as propriedades dos materiais do ensaio de Haremza, Santiago e Silva (2013)

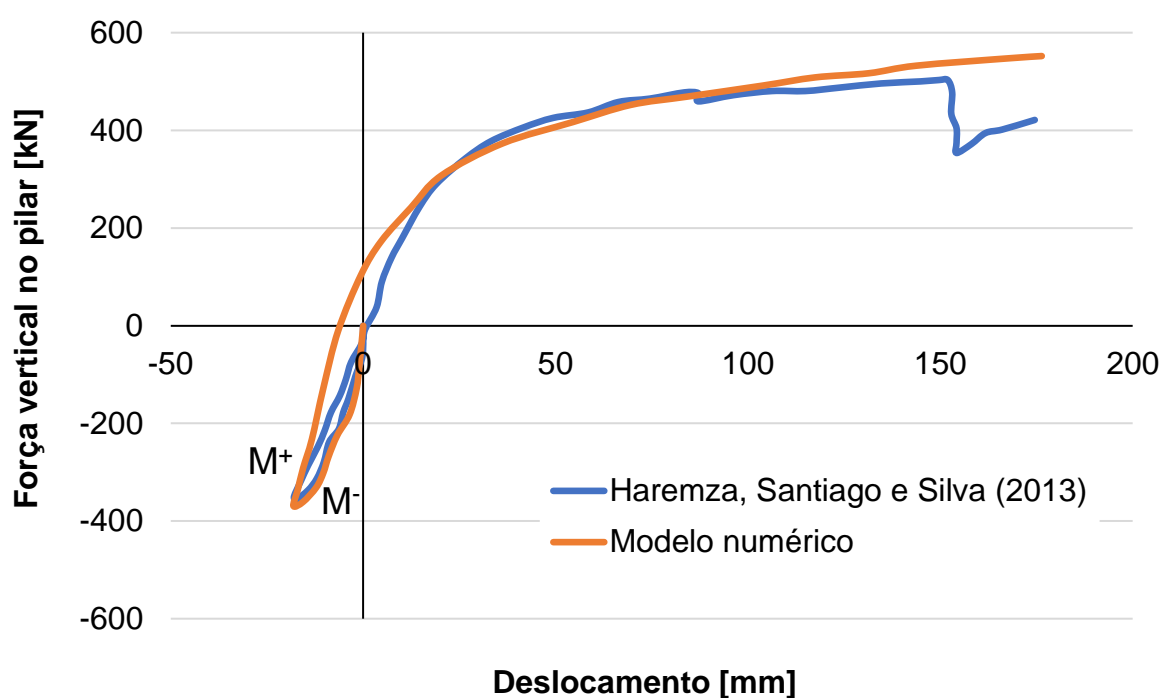
Quadro 29: Propriedades dos materiais adotados na reprodução numérica do ensaio experimental de ligação viga-pilar mista de aço e concreto de Haremza, Santiago e Silva (2013).

Elemento/Resistência	Pilar	Viga	Chapa	Concreto	Parafusos	Armadura
Tipo do aço	S355J0	S460M	S355J0	-	A325	CA-50
E [kN/cm ²]	20.000	20.000	20.000	3.203	20.000	21.000*
f _y [kN/cm ²]	51,6*	39,6*	35,75*	3**	63,5	50*
f _u [kN/cm ²]	59,9*	51,7*	54,75*	-	82,5	-
*Valores reais						
**Valor da resistência à compressão do concreto						

Fonte: Elaborado pelo autor.

A Figura 59 compara o comportamento da força vertical no pilar em função do deslocamento vertical medido no topo do pilar do ensaio experimental e o do modelo numérico.

Figura 59: Comparação da relação entre a força vertical no pilar e o deslocamento vertical na extremidade da viga entre o modelo experimental de ligação viga-pilar mista de aço e concreto de Haremza, Santiago e Silva (2013), em temperatura ambiente, e o respectivo modelo numérico.



Fonte: Elaborado pelo autor.

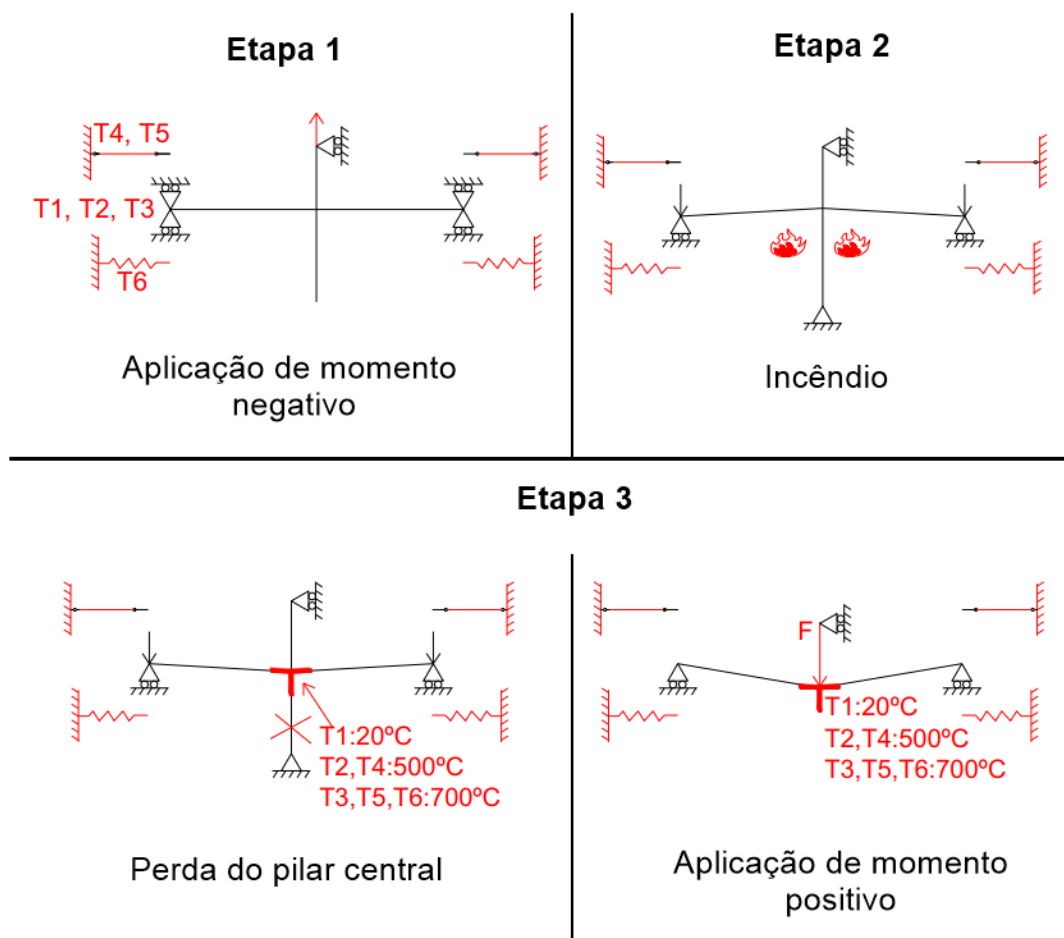
Comparando os resultados do ensaio experimental e do modelo numérico, verifica-se significativa concordância entre os valores de força vertical no pilar e deslocamento vertical na extremidade da viga. A principal divergência ocorreu para o deslocamento de, aproximadamente, 150 mm. Nessa ocasião, o modelo experimental de Haremza, Santiago e Silva (2013) apresentou uma queda brusca no valor da força vertical no pilar. Isso ocorreu devido à falha de um dos parafusos da ligação. Por sua vez, no modelo numérico, possivelmente por conta do modelo constitutivo elastoplástico adotado para o parafuso, tal fenômeno não foi verificado.

5.2.5 Modelagem numérica do ensaio experimental de ligação viga-pilar, mistas de aço e concreto, de Haremza, Santiago e Silva (2013), em situação de incêndio

Por fim, esta subseção a presente subseção trata da reprodução numérica do ensaio experimental do Modelo 3 de Haremza, Santiago e Silva (2013), o qual aqueceu a região da ligação até 700 °C. A geometria, condições de contorno, malha e propriedades dos materiais foram as mesmas descritas na seção 5.2.4.

Vale ressaltar que, conforme descrito em Haremza, Santiago e Silva (2013), tal ensaio teve três etapas: aplicação de momento negativo; exposição da ligação ao fogo; retirada do pilar central e aplicação de momento positivo. A Figura 60 apresenta um esquema com as etapas do ensaio experimental de ligação viga-pilar, mistas de aço e concreto, de Haremza, Santiago e Silva (2013), em situação de incêndio. Na Etapa 2, a evolução de temperaturas ocorreu a uma taxa linear de 300 °C/h, até a temperatura na mesa inferior da viga atingir 700 °C. Para impor o aquecimento, foram utilizadas almofadas de cerâmicas flexíveis (*flexible ceramic pad*, FCP). Apenas elementos de aço foram aquecidos. Especificamente, tais almofadas foram dispostas em um comprimento de 0,6 m de viga para cada lado da ligação, e em 1 m do pilar, na região da ligação.

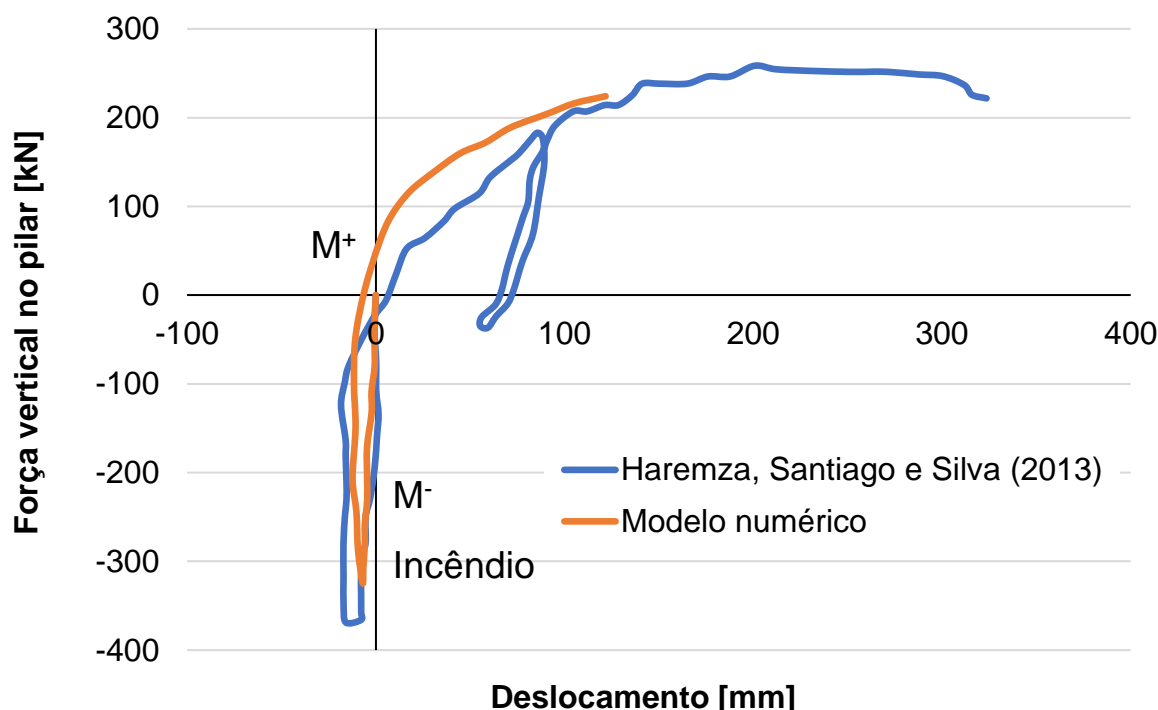
Figura 60: Etapas do ensaio experimental de Haremza, Santiago e Silva (2013) em situação de incêndio.



Fonte: Adaptado de Haremza, Santiago e Silva (2013).

Visto isso, a Figura 61 compara o comportamento da força vertical no pilar em função do deslocamento vertical medido no topo do pilar do ensaio experimental e o do modelo numérico.

Figura 61: Comparação da curva momento-rotação entre o modelo experimental de ligação viga-pilar mista de aço e concreto de Haremza, Santiago e Silva (2013), em situação de incêndio, e o respectivo modelo numérico.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Pela Figura 61, nota-se comportamento similar entre os resultados. A maior divergência ocorreu para o deslocamento de, aproximadamente, 80 mm. Nesse ponto, houve a falha de um parafuso no ensaio experimental de Haremza, Santiago e Silva (2013), causando uma variação brusca na curva. Porém, no modelo numérico, esse fenômeno não foi observado pelo fato de terem sido utilizados modelos constitutivos elastoplásticos para os parafusos. Nesse ponto do modelo numérico, o parafuso estava escoando e, para que ocorresse a convergência das soluções numéricas, foram necessários passos de carga muito pequenos para que o processamento do modelo avançasse.

5.3 ANÁLISE PARAMÉTRICA

A calibração da modelagem, tendo como referência o resultado de ensaios experimentais da literatura, possibilitou uma melhor definição das estratégias para a modelagem numérica a ser utilizado no estudo paramétrico aqui proposto. Vale lembrar que as variáveis de estudo foram:

- O tipo de ligação;
- Os perfis empregados nas vigas e nos pilares (conjuntos de perfis);

- A taxa de armadura longitudinal negativa;
- O grau de interação aço-concreto;
- O tipo de laje;
- O sinal do momento;
- A resistência do concreto;
- A resistência do aço.

Para todos os valores de resistências do concreto e do aço, os mesmos fatores redutores, definidos no Capítulo 4, foram aplicados.

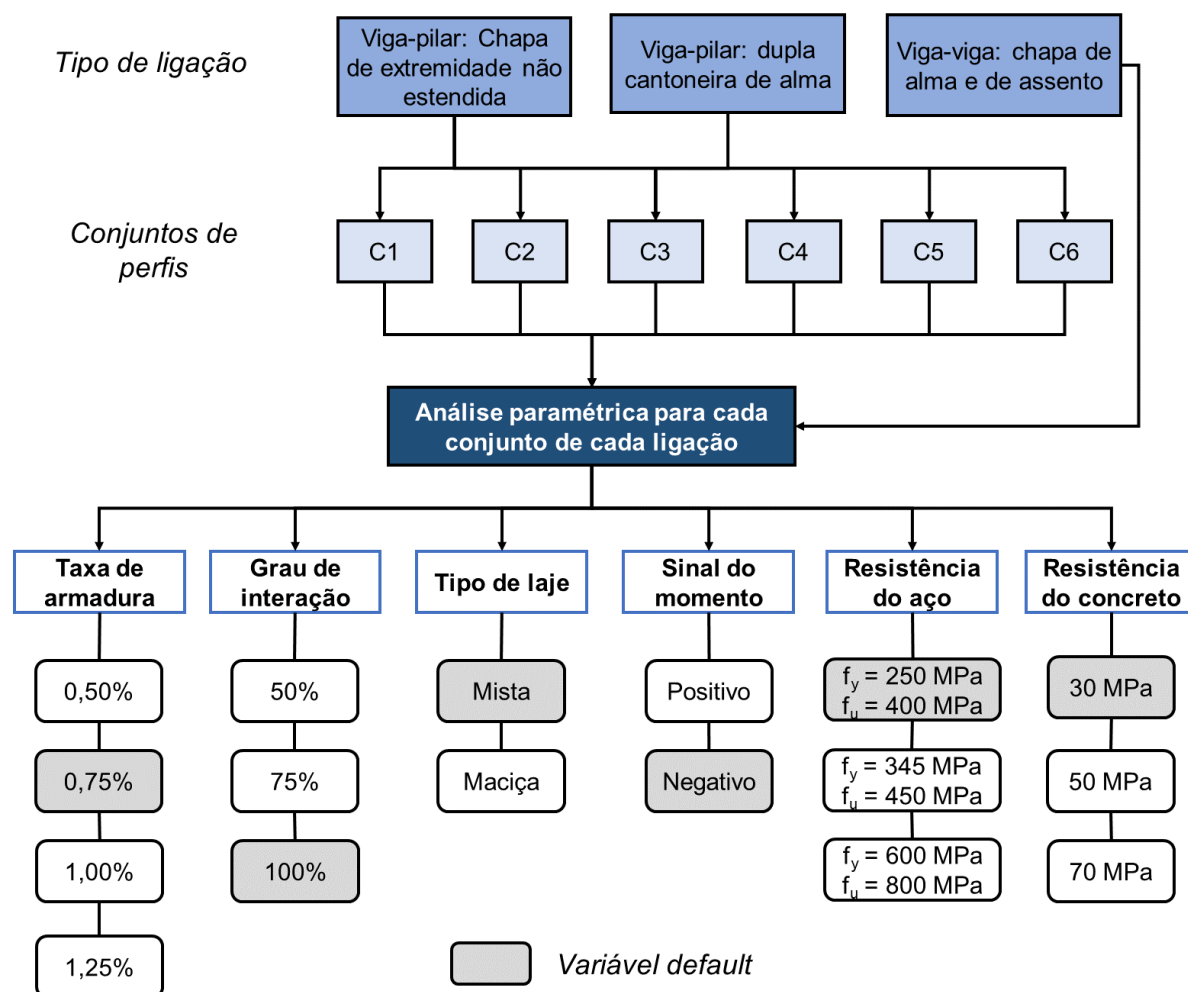
Parametrizando tais variáveis, resultaram 663 modelos de ligações mistas de aço e concreto, distribuídos em análises térmicas, estruturais e termoestruturais. O organograma da Figura 62 ilustra a distribuição dos modelos da análise paramétrica. Por sua vez, o Quadro 30 apresenta a quantidade de modelos em função do tipo de ligação e do tipo de análise.

Quadro 30: Quantidade de modelos em função do tipo de ligação e do tipo de análise.

Tipo de ligação	Análise térmica	Análise estrutural	Análise termoestrutural	Total
Viga-pilar: chapa de extremidade não estendida	102	102	102	306
Viga-pilar: dupla cantoneira de alma	102	102	102	306
Viga-viga: chapa de alma e de assento	17	17	17	51
Total				663

Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 62: Organograma da análise paramétrica das ligações mistas de aço e concreto.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Com o objetivo de, posteriormente, realizar análises de pavimentos e, conseqüentemente, investigar o comportamento global de ligações viga-pilares, mistas de aço e concreto, em situação de incêndio, seis combinações de perfis foram definidas.

Para as vigas mistas, foi pré-dimensionado o perfil VS 350 x 38, o qual é coerente para vãos de 8 m, os quais são usuais em estruturas de aço.

Por sua vez, para os pilares, buscou-se ligações representativas de pilares de canto, laterais e centrais. Além disso, com o intuito de verificar a influência do nível de carregamento, trabalhou-se com cargas compatíveis com edifícios de 10 e 3 pavimentos. Assim, considerando uma distância entre pilares de 8 m, aço com resistência ao escoamento de 25 kN/cm² e uma carga distribuída nas lajes de 10 kN/m², foram dimensionadas seis seções de pilares, as quais estão expostas no Quadro 31. Para tanto, a Equação (35) foi utilizada.

$$A > \frac{N}{0,5 \cdot f_y} \quad (35)$$

Em que A é a área requerida para a seção transversal do pilar, N é o esforço normal que solicita o pilar e f_y é a resistência do aço ao escoamento.

Quadro 31: Seções de pilares pré-dimensionadas.

n_{pav}	Posição do pilar	Área de influência do carregamento [m ²]	Esforço normal (N) [kN]	Área da seção transversal requerida (A) [cm ²]	Perfil escolhido
10	Canto	160	1.600	128	CS 350 x 144
10	Lateral	320	3.200	256	CS 450 x 280
10	Central	640	6.400	512	CS 600 x 546
3	Canto	48	480	38.4	CS 250 x 49
3	Lateral	96	960	76.8	CS 300 x 92
3	Central	192	1.920	153,6	CS 400 x 155

Fonte: Elaborado pelo autor.

Assim, além das variáveis paramétricas citadas na seção 5.7, variou-se também as combinações entre perfis, resultando em seis conjuntos diferentes. O Quadro 32 apresenta tais conjuntos. Por sua vez, o Quadro 34 apresenta as dimensões dos perfis utilizados em cada conjunto.

Quadro 32: Combinações de perfis viga-pilar analisadas.

Combinação		
#	Viga	Pilar
C1	VS 350 x 38	CS 350 x 144
C2	VS 350 x 38	CS 450 x 280
C3	VS 350 x 38	CS 600 x 546
C4	VS 350 x 38	CS 250 x 49
C5	VS 350 x 38	CS 300 x 92
C6	VS 350 x 38	CS 400 x 155

Fonte: Elaborado pelo autor.

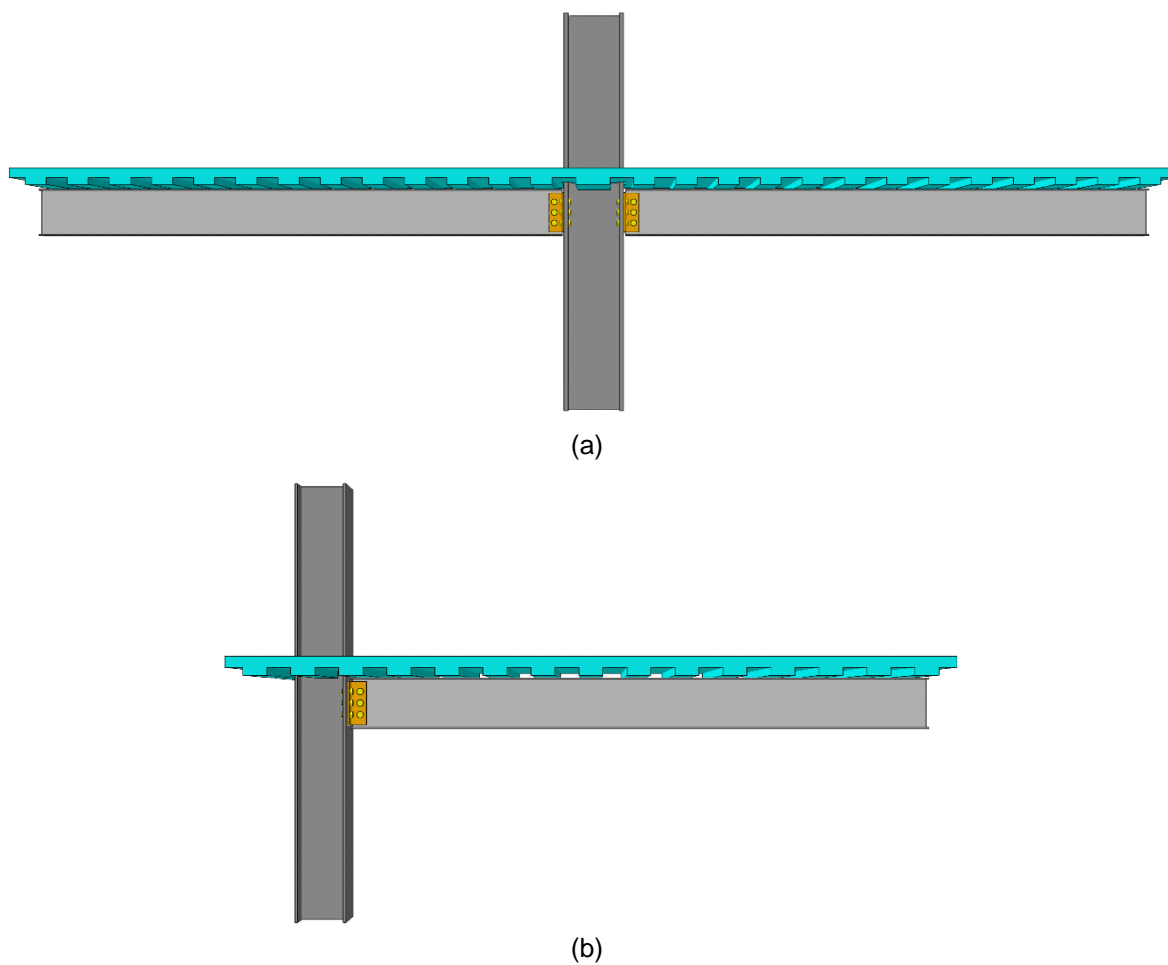
Quadro 33: Dimensões dos perfis utilizados em cada conjunto.

Perfil	b_f [mm]	t_f [mm]	h [mm]	t_w [mm]	d [mm]
VS 350 x 38	200	8,00	334	4,75	350
CS 350 x 144	250	9,50	231	6,30	250
CS 450 x 280	450	31,50	387	19,00	450
CS 600 x 546	600	44,50	511	3,15	600
CS 250 x 49	250	9,50	231	6,30	250
CS 300 x 92	300	16,00	268	8,00	300
CS 400 x 155	400	19,00	362	12,50	400

Fonte: Elaborado pelo autor.

Nos modelos numéricos dos pilares centrais e laterais (conjuntos 2, 3, 5 e 6), foram desenvolvidos modelos cruciformes, isto é, modelos cujo pilar possui vigas conectadas em duas faces opostas. Por sua vez, nos modelos numéricos representativos de pilares de canto (conjuntos 1 e 4), os pilares possuem apenas um trecho de viga conectado a ele e, com isso, possui a forma de um “T” deitado. A Figura 63 ilustra um exemplo de modelo numérico cruciforme e de um pilar de extremidade de uma ligação viga-pilar mista com dupla cantoneira de alma.

Figura 63: Vista lateral de modelos numéricos (a) cruciforme e (b) de pilar de extremidade de uma ligação viga-pilar com dupla cantoneira de alma.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Para todos os conjuntos de modelos, foram estudadas a influência de seis variáveis no comportamento das ligações, tanto em temperatura ambiente, quanto em situação de incêndio. Para tanto, foram necessários 17 modelos para cada combinação de perfis. O Quadro 34 descreve tais modelos, expondo as variáveis parametrizadas e seus valores.

Quadro 34: Modelos analisados para cada combinação de perfis.

#	Taxa de armadura	Grau de interação	Tipo de laje	Momento na ligação	Resistências do aço [MPa]	Resistência à compressão do concreto [MPa]
1	0,50%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30
2	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30
3	1,00%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30
4	1,25%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30
5	0,75%	50,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30
6	0,75%	75,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30
7	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30
8	0,75%	100,00%	Maciça	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30
9	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30
10	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30
11	0,75%	100,00%	Mista	Positivo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30
12	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30
13	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 345$ $f_u = 450$	30
14	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 600$ $f_u = 800$	30
15	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30
16	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	50
17	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	70
			Variável default			

Fonte: Elaborado pelo autor.

Em todos os modelos, foram utilizadas cinco barras na armadura longitudinal negativa. O diâmetro de tais barras foi ajustado a fim de se obter a taxa de aço desejada. Além disso, adotou-se um cobrimento de 2,5 cm para a taxa de armadura no interior da laje.

Por sua vez, o grau de interação (GI) entre os elementos de aço e concreto foi dimensionado de acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008). Precisamente, o GI foi calculado de acordo com a Equação (36).

$$GI = \frac{\sum Q_{Rd}}{F_{hd}} \quad (36)$$

Em que $\sum Q_{Rd}$ é o somatório das forças resistentes de cálculo individuais dos conectores de cisalhamento situados entre a seção de momento positivo máximo e a seção adjacente de momento nulo; e F_{hd} é a menor força de cisalhamento de cálculo entre o

componente de aço e a laje, sendo igual ao menor valor entre $A_a \cdot f_{yd}$ e $0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_{ef} \cdot t_c$, onde A_a representa a área de aço, f_{yd} a resistência de cálculo ao escoamento do aço, b_{ef} a largura efetiva e t_c a altura da laje de concreto.

Nesse contexto, a interação entre os materiais aço e concreto é dita quando GI é menor do que 100%; e que a interação é total quando GI é igual a 100%.

Ainda com base nas recomendações da ABNT NBR 8800 (2008), para conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça (*stud bolt*), empregados nas análises do presente trabalho, a força resistente de cálculo de um conector é dada pela Equação (37).

$$Q_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{A_{cs} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_c}}{\gamma_{cs}} \right) \\ \frac{R_g \cdot R_p \cdot A_{cs} \cdot f_{ucs}}{\gamma_{cs}} \end{array} \right. \quad (37)$$

Em que γ_{cs} é o coeficiente de ponderação da resistência do conector, igual a 1,25 para combinações últimas de ações normais, especiais ou de construção e igual a 1,10 para combinações excepcionais; A_{cs} a área da seção transversal do conector; f_{ucs} é a resistência à ruptura do aço do conector; E_c o módulo de elasticidade longitudinal do concreto; R_g o coeficiente para consideração do efeito de atuação de grupos de conectores; e R_p o coeficiente para consideração da posição do conector. Os coeficientes de segurança foram desconsiderados nas modelagens numéricas do trabalho em questão.

Nas análises paramétricas, considerou-se conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça com diâmetro do corpo de 19,1 mm, diâmetro de cabeça de 31,7 mm, altura do corpo de 90 mm e altura da cabeça de 9,5 mm.

Quanto às propriedades dos materiais, conforme descrito no item 5.1, adotou-se o modelo constitutivo *Concrete Damaged Plasticity* de Carreira e Chu (1985, 1986) para o concreto, enquanto para os perfis metálicos para as armaduras e para os conectores de cisalhamento admitiu-se uma relação constitutiva tensão-deformação com comportamento elastoplástico perfeito e critério de plasticidade de Von Mises de Earls (1977, 1978).

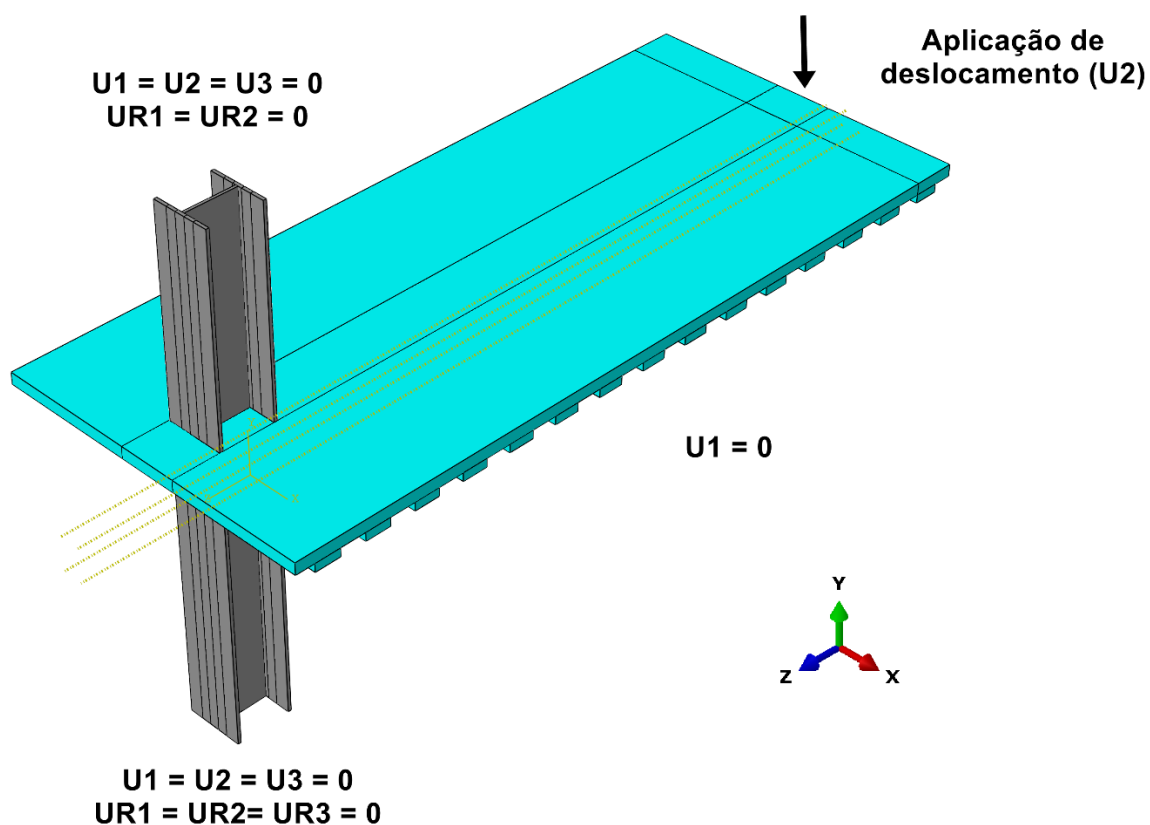
Em relação às vinculações e ao carregamento, a base e o topo do pilar foram engastados e o carregamento foi aplicado como um deslocamento vertical no meio do vão. No caso dos modelos em temperatura ambiente, aplicou-se um deslocamento superestimado, no meio do vão longitudinal e transversal, para ocasionar a falha da ligação. Por sua vez, para os modelos termoestruturais, considerou-se um deslocamento capaz de ocasionar um

carregamento de serviço, o qual foi considerado como aquele que mobiliza 30% da capacidade resistente ao momento fletor da ligação mista de aço e concreto.

Além disso, para diminuição do tempo de processamento do modelo, as modelagens foram realizadas com condição de simetria na direção longitudinal e, dessa forma, apenas metade da viga foi processada.

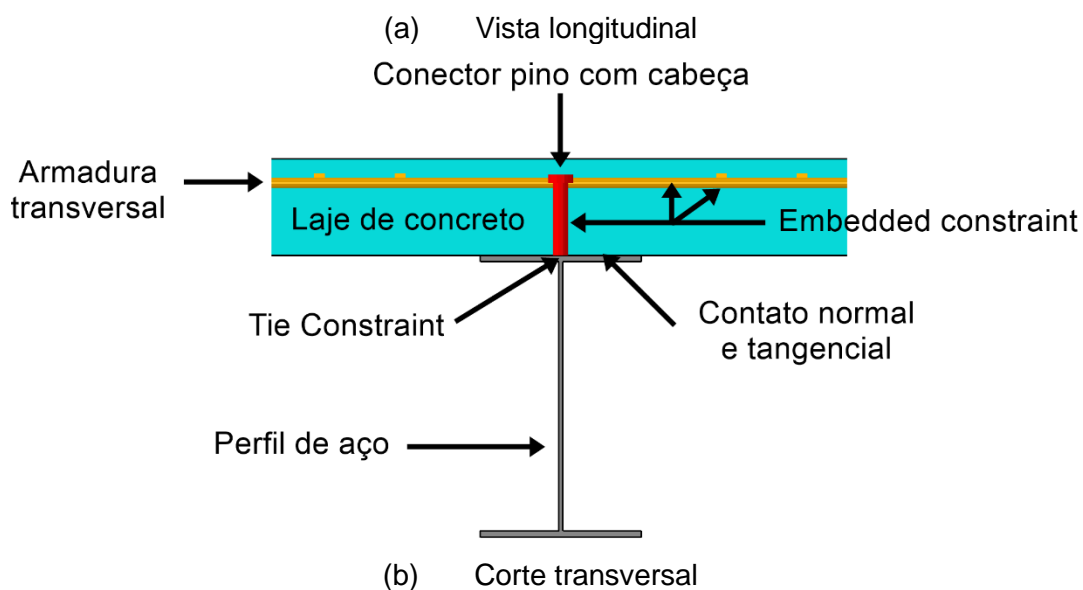
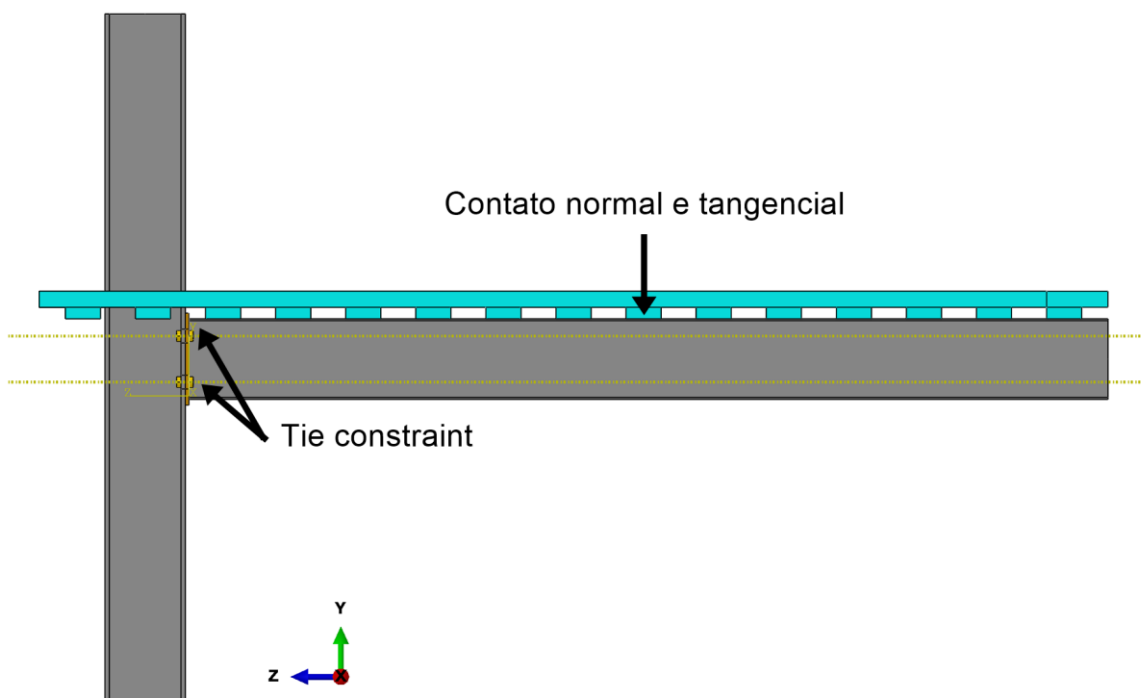
A Figura 64 apresenta a posição de aplicação do deslocamento e as condições de contorno típicas dos modelos. Por sua vez, a Figura 65 apresenta as interações do modelo numérico.

Figura 64: Condições de contorno típicas das análises estruturais.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 65: Interações do modelo numérico: (a) vista longitudinal e (b) corte transversal.



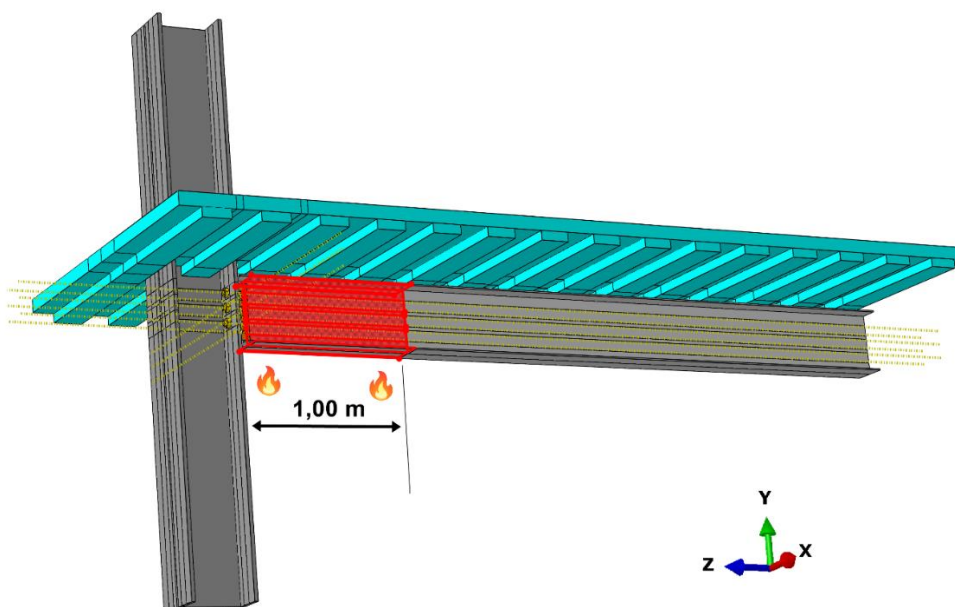
Fonte: Elaborado pelo autor.

Nos modelos térmicos, considerou-se que as faces expostas ao fogo eram:

- Todas as faces da viga, exceto a superior, até 1,00 m da região da ligação;
- A face inferior da laje até 1,00 da região da ligação;
- As faces externas ao ambiente da chapa e dos parafusos.

Vale ressaltar ainda que o fundo da laje não foi aquecido, uma vez que isso aumentaria consideravelmente o tempo de processamento dos modelos numéricos, inviabilizando a realização de todas as análises numéricas propostas no presente trabalho. A Figura 66 ilustra a região dos modelos que foi exposta aos fogos para simular a ação do incêndio.

Figura 66: Faces expostas ao fogo nos modelos térmicos.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Por fim, o Quadro 35 e a Figura 67 apresentam detalhes da geometria e da malha dos elementos utilizados nas simulações numéricas.

Quadro 35: Partes e respectivos elementos e malhas empregados nas análises numéricas das parametrizações.

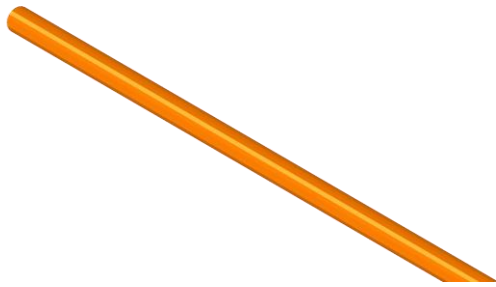
Parte	Tipo de elemento – Análise térmica	Tipo de elemento – Análises estrutural e termoestrutural	Número de elementos
Armadura longitudinal	DC1D2	T3D2	278
Armadura transversal	DC1D2	T3D2	49
Conector de cisalhamento	DC1D2	B31	10
Pilar	DC3D20R	C3D8R	10.607
Viga	DC3D20R	C3D8R	15.394
Laje	DC3D20R	C3D8R	49.144
Parafuso	DC3D20R	C3D8R	1.280
Cantoneira de alma	DC3D20R	C3D8R	3.718
Chapa de extremidade	DC3D20R	C3D8R	1.206
Chapa de alma	DC3D20R	C3D8R	1.348
Chapa de assento	DC3D20R	C3D8R	1.737

*Nas regiões de contato utilizou-se uma malha mais refinada

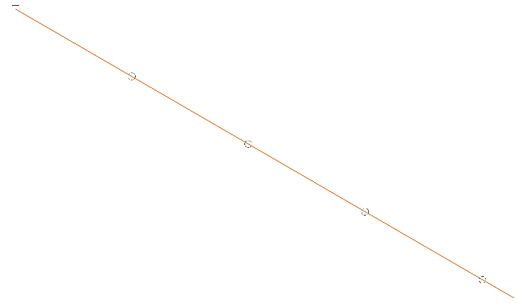
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 67: Malha das partes dos modelos simulados.

(continua)



Geometria da armadura



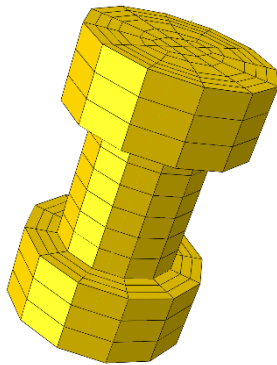
Malha da armadura



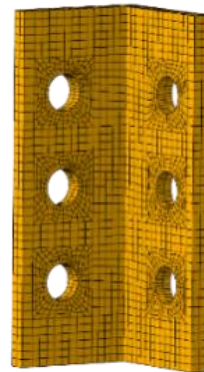
Geometria do conector



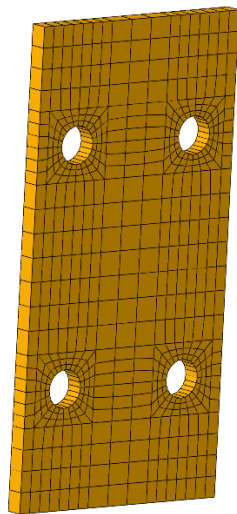
Malha do conector



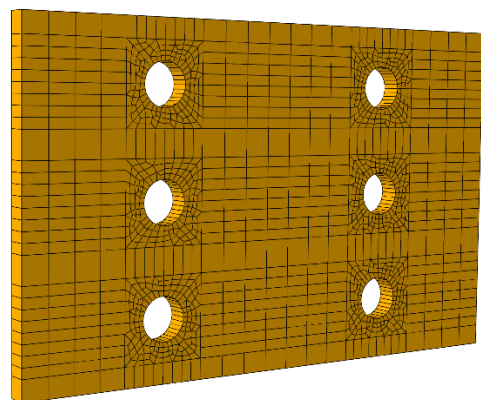
Malha do parafuso



Malha da cantoneira de alma

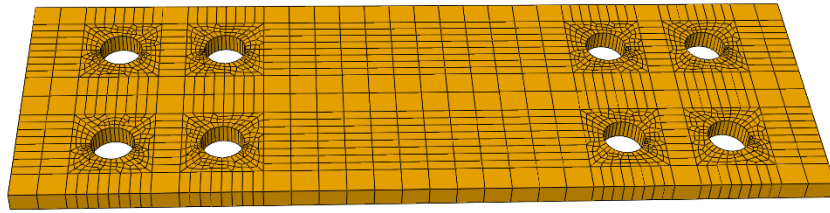


Malha da chapa da extremidade

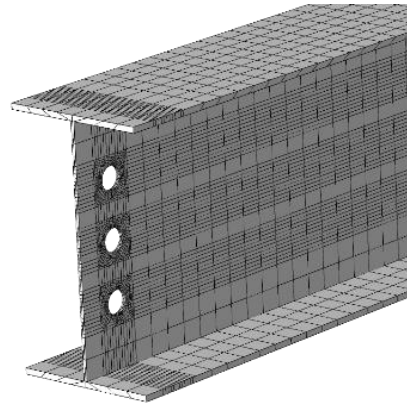
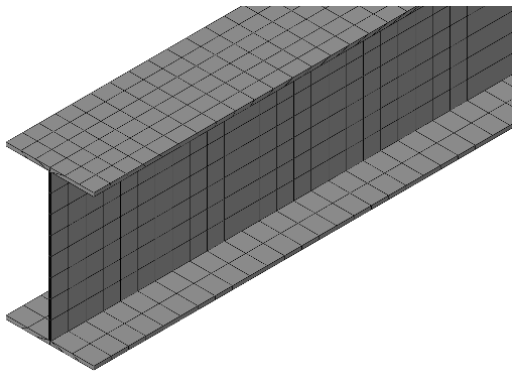


Malha da chapa de alma

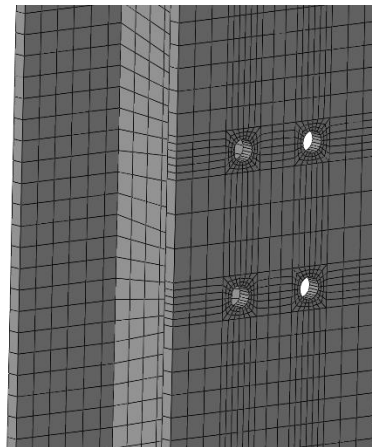
(conclusão)



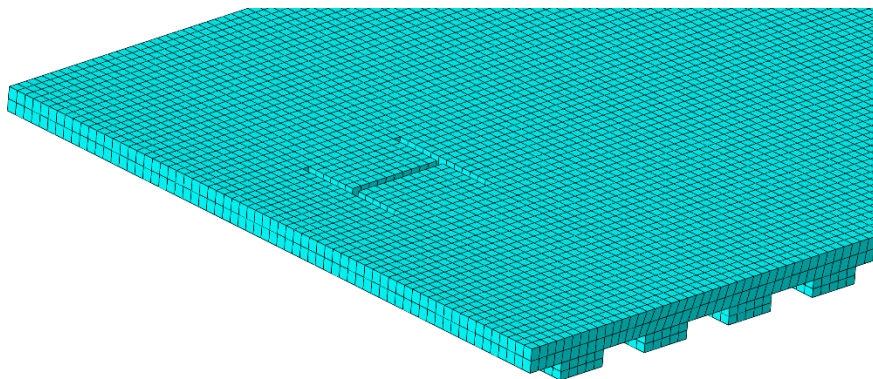
Malha da chapa de assento



Malha da viga



Detalhe da malha do pilar



Detalhe da malha da laje

Fonte: Elaborado pelo autor.

Vale ressaltar que a fôrma corrugada de aço da laje mista não foi modelada. Porém, com base em testes previamente realizados, tal consideração não resultou em divergências significativas nos resultados, o que se explica pelo fato de a laje de concreto estar comprimida na região do pilar em todos os modelos com momento negativo na ligação.

Análises de sensibilidade foram conduzidas para avaliar o tamanho apropriado dos elementos finitos. Por meio de análises preliminares, foi determinado o tamanho do elemento que garantiu a precisão no modelo numérico, mantendo um tempo de processamento razoável. Inicialmente foi considerada a malha com o elemento médio igual ao das validações. Esse modelo foi admitido como a referência. Tal malha foi reduzida gradualmente até que o deslocamento vertical no meio do vão apresentasse diferença superior a 1% em relação ao modelo de referência.

Um computador com processador Intel(R) Xeon(R) E3-1225 v5 3,31GHz e 16 GB de RAM foi o principal equipamento utilizado para processar os modelos. O tempo médio para processamento dos modelos das análises paramétricas foi o seguinte em cada uma das etapas:

- Análise estrutural: 8 horas;
- Análise térmica: 20 minutos;
- Análise termoestrutural: 16 horas.

Vale ressaltar que os modelos numéricos da análise paramétrica foram processados, paralelamente, em três computadores.

5.3.1 MONTAGEM DA CURVA MOMENTO-ROTAÇÃO

Tanto os modelos em temperatura ambiente quanto nos modelos em situação de incêndio, a análise do comportamento das ligações fundamentou-se em sua curva momento-rotação, a qual, segundo a seção 3.2, caracteriza a ligação em relação ao seu momento resistente e rigidez.

Para a construção da curva momento rotação, foram extraídos dois conjuntos de informações do Abaqus®:

- A força de reação vertical (direção y) no meio do vão, responsável por ocasionar o deslocamento vertical aplicado, em função dos passos de processamento;

- Os deslocamentos longitudinais (direção z), nos bordos superior e inferior da viga de aço, em função dos passos de processamento.

O momento fletor na ligação foi calculado pela Equação (38).

$$M = RF_2 \cdot \frac{L}{2} = RF_2 \cdot (4 \text{ m}) \quad (38)$$

Em que M é o momento fletor na ligação, RF_2 é a força de reação vertical no meio do vão; e L é o comprimento do vão longitudinal, o qual é igual a 8 m para todos os modelos.

Por sua vez, a rotação da ligação foi calculada com base no deslocamento longitudinal diferencial da viga. Especificamente, a Equação (39) foi utilizada.

$$\theta = \arctan\left(\frac{U_{3_{\text{inf}}} - U_{3_{\text{sup}}}}{d}\right) \quad (39)$$

Em que θ é a rotação da ligação; $U_{3_{\text{inf}}}$ e $U_{3_{\text{sup}}}$ são os deslocamentos longitudinais nos bordos superior e inferior da viga de aço junto à ligação; e d é a altura da seção transversal da viga.

Por fim, é importante mencionar que, nas curvas momento-rotação de todos os modelos numéricos, o momento último foi admitido como o momento fletor máximo na ligação, antes do modelo numérico apresentar problemas de convergência.

6. ANÁLISE DE LIGAÇÕES EM TEMPERATURA AMBIENTE

Tanto em temperatura ambiente quanto em situação de incêndio, dois tipos de ligações viga-pilar, mistas de aço e concreto, foram estudadas: ligações com chapa de extremidade não estendida; ligações com dupla cantoneira de alma. Além deles, também foi estudado o comportamento de ligações viga-viga, mistas de aço e concreto. Os resultados de tais ligações estão apresentados nas seções 6.1 a 6.3, respectivamente.

6.1 LIGAÇÕES VIGA-PILAR COM CHAPA DE EXTREMIDADE NÃO ESTENDIDA

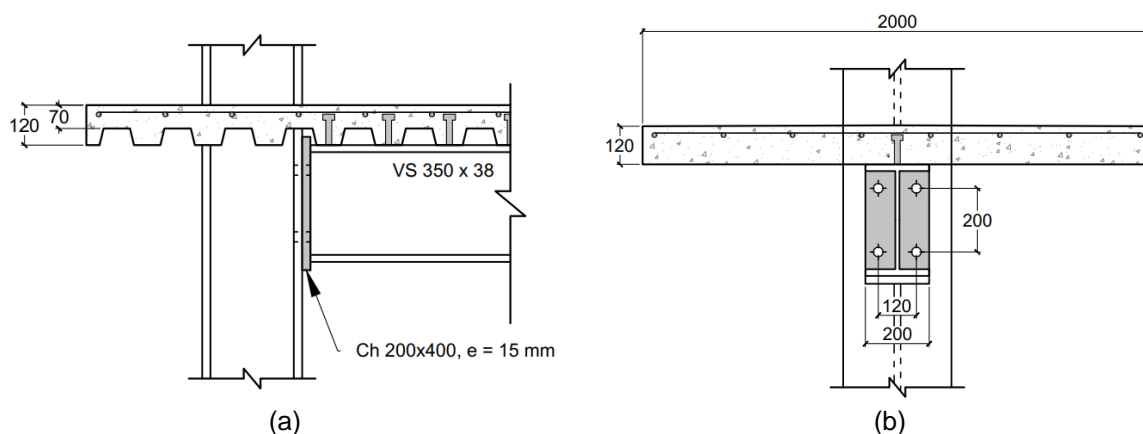
A presente seção apresenta, separadamente: uma análise global da parametrização em temperatura ambiente, a qual visa apresentar a influência da posição do pilar na estrutura e do seu perfil no comportamento das ligações; e a influência das variáveis paramétricas no momento resistente e na rigidez inicial das ligações.

Quanto à geometria, na análise paramétrica das ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida, considerou-se:

- Chapa com 200 mm de largura, 400 mm de comprimento e 15 mm de espessura;
- Furos com diâmetro 32 mm, espaçados em 120 mm na horizontal e 200 mm na vertical. Foi previsto uma folga de 2 mm entre o diâmetro do furo e o diâmetro do parafuso. Além disso, o balanço dos furos adotado foi de 40 mm na horizontal e 100 mm na vertical;
- Parafusos M30 nos furos;
- Laje mista com forma de aço incorporada com altura total de 120 mm, sendo 70 mm a altura da capa. No modelo com laje maciça, considerou-se espessura de 120 mm. A largura da laje foi admitida como sendo de 2.000 mm, a qual consiste na largura efetiva calculada conforme NBR 8800 (ABNT, 2008).

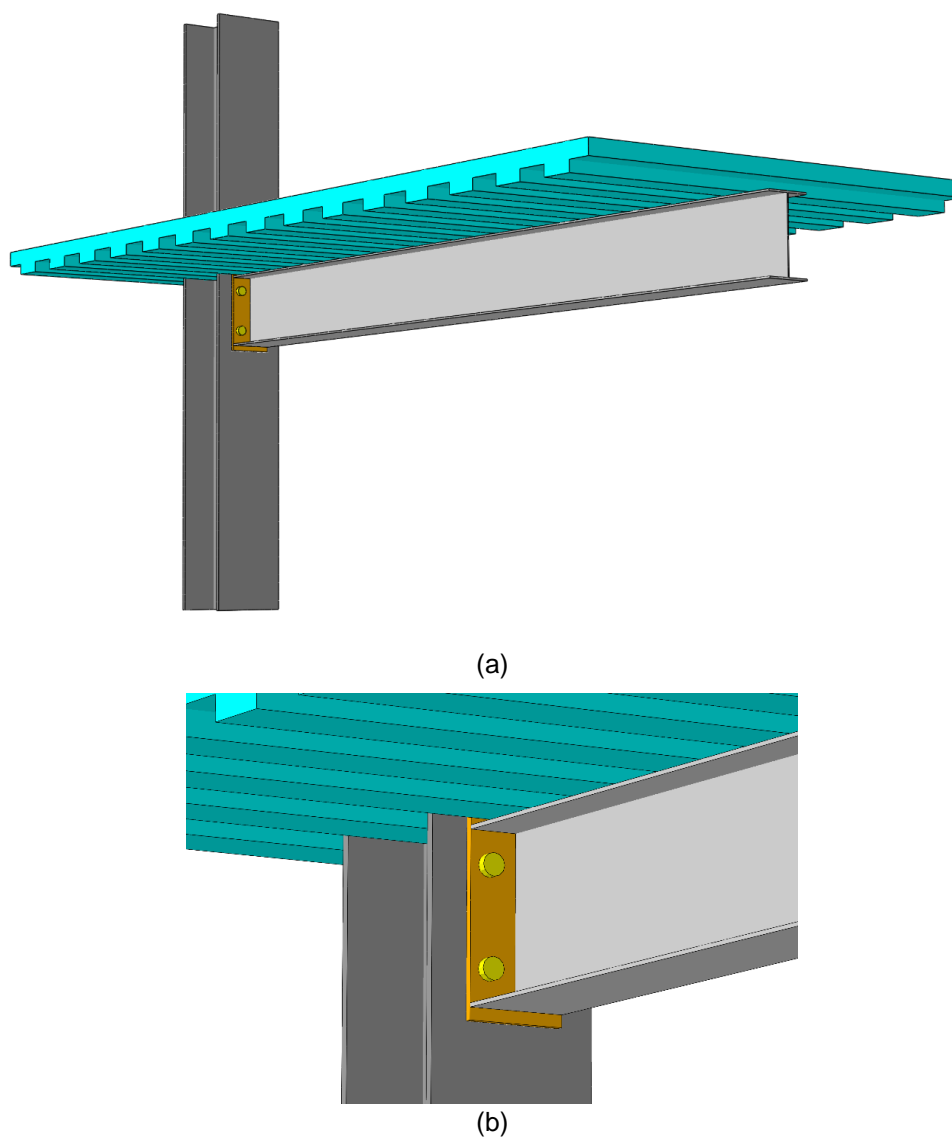
A Figura 68 ilustra tais dimensões. Por sua vez, a Figura 69 apresenta um dos modelos numéricos do conjunto 1 de ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida.

Figura 68: Dimensões das ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida: (a) vista lateral e (b) vista frontal. Dimensões em milímetros.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 69: Modelo numérico de ligação viga-pilar com chapa de extremidade não estendida: (a) visão geral e (b) detalhe da região da ligação.



Fonte: Elaborado pelo autor.

6.1.1 Análise global da parametrização em temperatura ambiente

A Figura 70, a Figura 71 e a Figura 72 apresentam, respectivamente, a distribuição, por conjunto de modelos de ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida., da rigidez inicial, do momento resistente e da rotação máxima.

Figura 70: Distribuição, por conjunto, da rigidez inicial dos modelos de ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida.

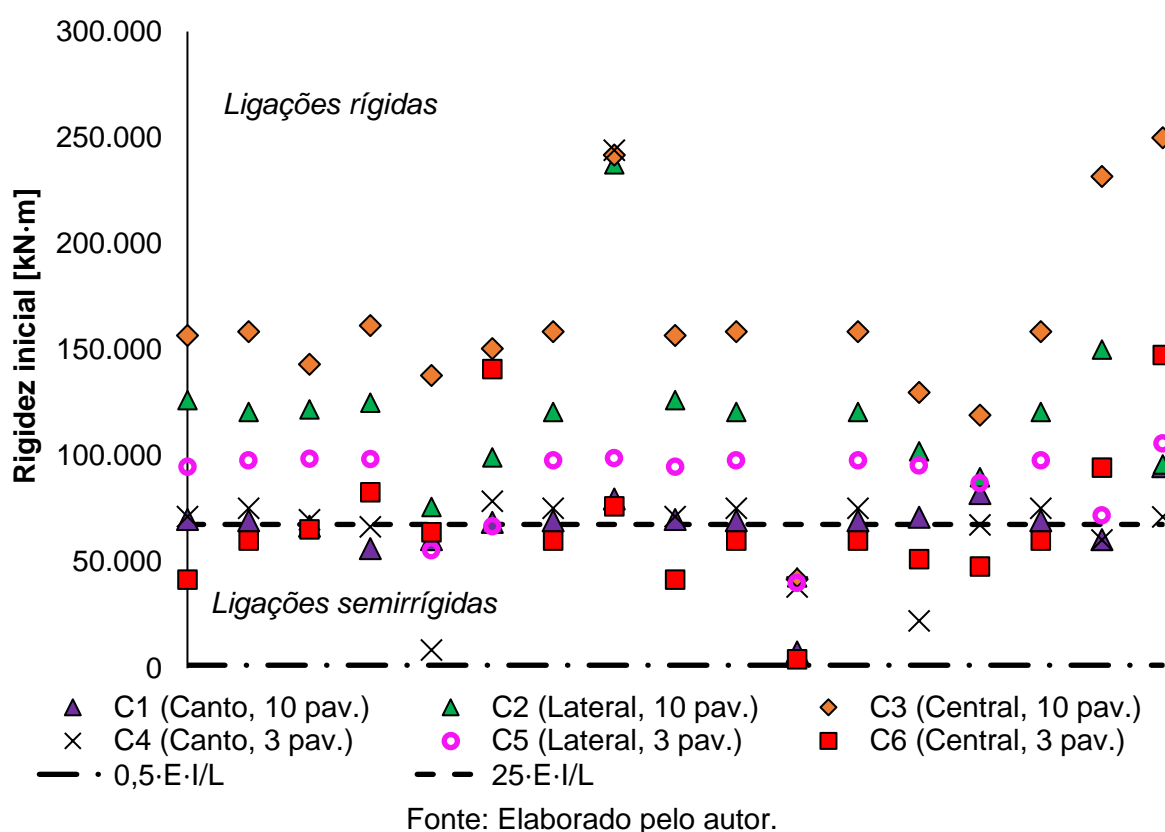
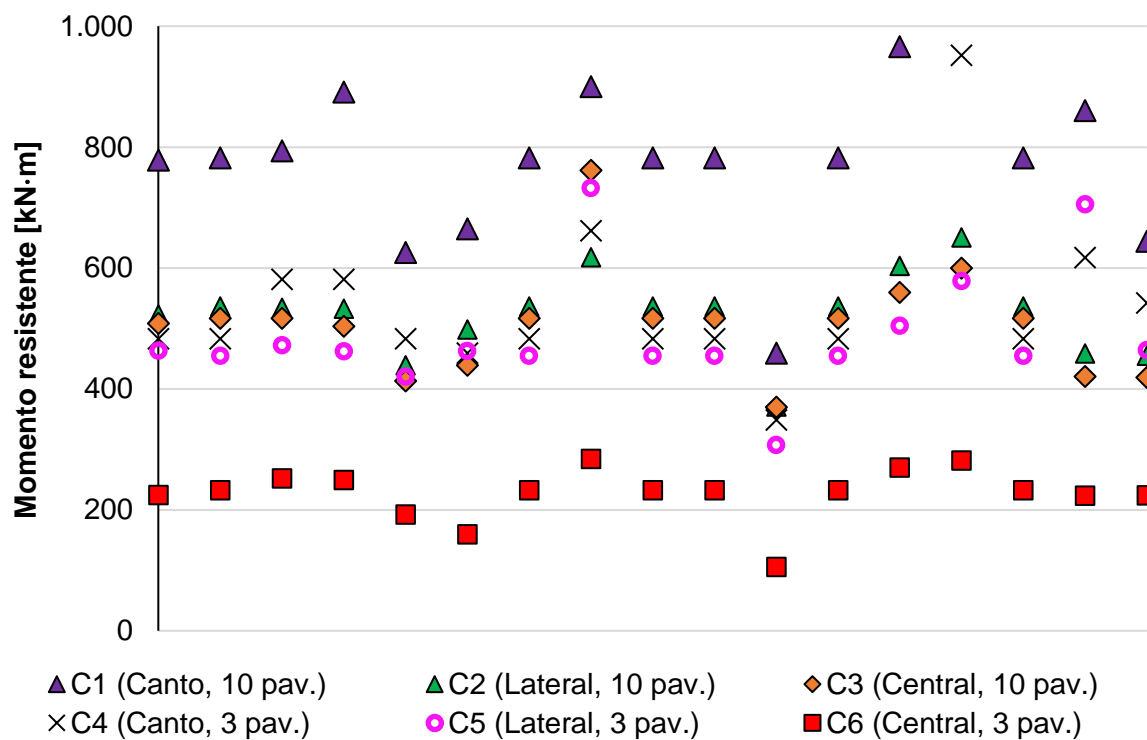
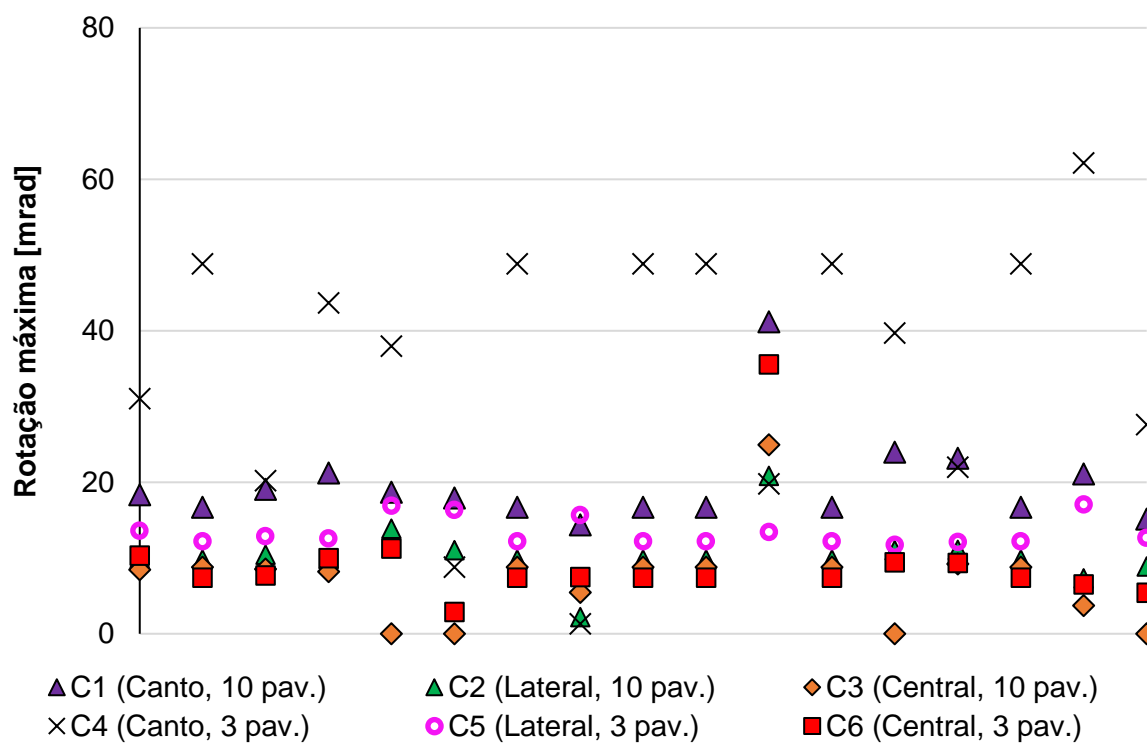


Figura 71: Distribuição, por conjunto, do momento resistente dos modelos de ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 72: Distribuição, por conjunto, da rotação máxima dos modelos de ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Primeiramente, vale ressaltar que os perfis utilizados nos pilares, juntamente com a posição destes na estrutura, exerceram influência significativa no comportamento da ligação, alterando, inclusive, os mecanismos de falha.

Dentre os conjuntos analisados, aquele que apresentou o maior momento resistente foi o C1, o qual representa um pilar de canto com perfil CS 350 x 144. O valor médio de M_{Rd} foi de 792,90 kN·m. Em contrapartida, tal conjunto de modelos também resultou na menor média de rigidez inicial (66830,77 kN·m).

O conjunto C1 possuía modelos em "T", isto é, modelos com a viga conectada em apenas uma das faces do pilar. Dos 17 modelos analisados no conjunto, 13 apresentaram como mecanismo de falha o escoamento da armadura negativa da laje na região da ligação juntamente com o dano excessivo da laje e, em alguns casos, a flambagem lateral de alma da viga na região da ligação. Os outros quatro modelos que apresentaram mecanismo de falha diferente foram:

- O modelo com laje maciça, cujo mecanismo de falha foi a flambagem lateral de alma da viga no meio do vão;
- O modelo cujas resistências do aço eram $f_y = 345$ MPa e $f_u = 450$ MPa falhou por flambagem lateral de alma da viga na região da ligação;
- O modelo cujas resistências do aço eram $f_y = 600$ MPa e $f_u = 800$ MPa falhou por flambagem local de mesa da viga no meio do vão;
- O modelo com classe de concreto C50, cujo mecanismo de falha foi a flambagem local de alma na região da ligação.

Por sua vez, o conjunto C6, no geral, apresentou baixa capacidade de rotação e o menor valor médio de M_{Rd} , 227,34 kN·m. Ele é composto por um pilar central e, portanto, os modelos analisados eram cruciformes, isto é, com vigas conectadas ao pilar em duas faces opostas, simetricamente. Nesses modelos, possivelmente por conta da simetria de cargas, a rotação foi baixa. O mecanismo de falha predominante foi a flambagem local da mesa do pilar, o qual ocorreu em 16 dos 17 modelos analisados. O único que apresentou um mecanismo de falha diferente foi o modelo com taxa de armadura negativa igual a 0,50%, o qual falhou por escoamento da armadura.

Por fim, vale ressaltar que, dos 102 modelos analisados, pelos critérios da NBR 8800 (ABNT, 2008), nenhum foi classificado como flexível, 28 foram classificados como semirrígidos e 74 como rígidos.

O Quadro 36 detalha, para cada conjunto, os valores médios de M_{Rd} , S_i e rotação máxima. Já o Quadro 37 apresenta, para cada conjunto, o mecanismo de falha predominante e a distribuição de classificação das ligações com base na rigidez.

Quadro 36: Valores médios do momento resistente, da rigidez inicial e da rotação máxima dos modelos de ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida.

Conjunto	Posição do pilar	Perfil do pilar	Valores médios		
			M_{Rd} [kN·m]	S_i [kN·m]	Rotação máxima [mrad]
C1	Canto	CS 350 x 144	792,90	66830,77	19,67
C2	Lateral	CS 450 x 280	523,89	117456,47	10,31
C3	Central	CS 600 x 546	506,84	159664,30	7,12
C4	Canto	CS 250 x 49	567,04	73327,06	35,72
C5	Lateral	CS 300 x 92	488,51	88146,62	13,42
C6	Central	CS 400 x 155	227,34	68171,87	9,41

Fonte: Elaborado pelo autor.

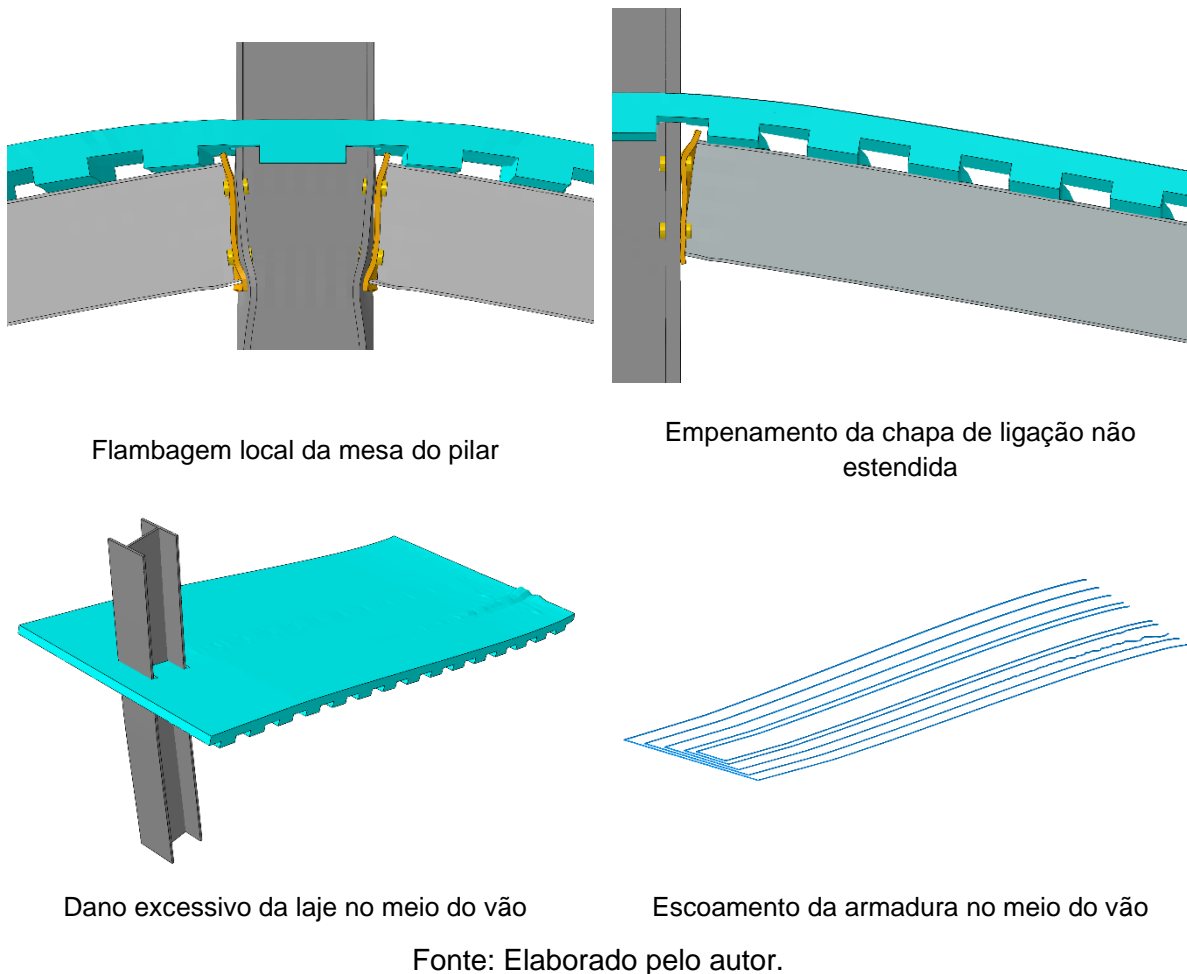
Quadro 37: Mecanismo de falha predominante e a distribuição de classificação das ligações com base na rigidez dos modelos de ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida.

Conjunto	Posição do pilar	Perfil do pilar	Ligações semirrígidas	Ligações rígidas	Mecanismo de falha preponderante
C1	Canto	CS 350 x 144	5	12	Escoamento da armadura e dano excessivo na laje (14/17 = 82,4%)
C2	Lateral	CS 450 x 280	1	16	Escoamento do parafuso e empenamento da chapa (17/17 = 100%)
C3	Central	CS 600 x 546	1	16	Flambagem local da alma da viga na região da ligação e empenamento da chapa (14/17 = 82,4%)
C4	Canto	CS 250 x 49	6	11	Escoamento da armadura e dano excessivo na laje (13/17 = 76,5%)
C5	Lateral	CS 300 x 92	3	14	Flambagem local da mesa do pilar (17/17 = 100%)
C6	Central	CS 400 x 155	12	5	Flambagem local da mesa do pilar (16/17 = 94,1%)

Fonte: Elaborado pelo autor.

A Figura 73 ilustra os principais mecanismos de falha observados nos modelos de ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida.

Figura 73: Principais mecanismos de falha observados nos modelos de ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida



6.1.2 Influência das variáveis paramétricas em temperatura ambiente

A fim de investigar a influência das variáveis paramétricas no comportamento das ligações, foram calculados os valores médios do momento resistente e da resistência inicial de cada modelo, visando uniformizar as dispersões devido à variação dos conjuntos. O Quadro 38 apresenta resultados.

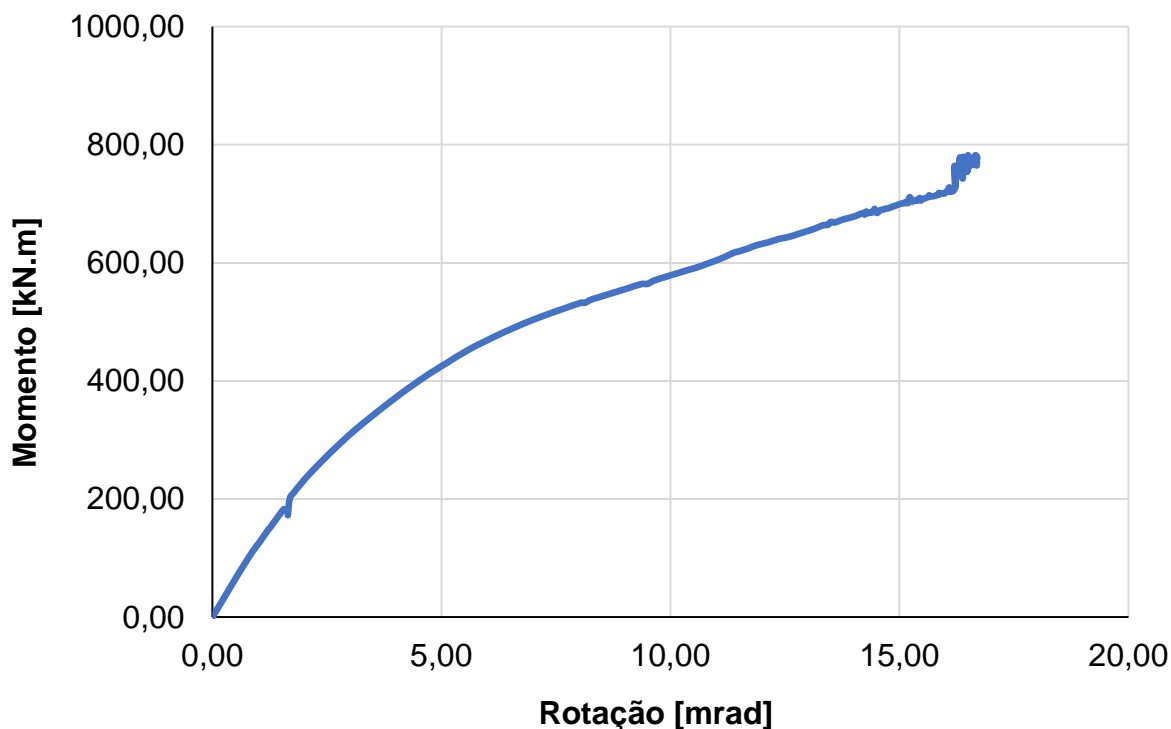
Quadro 38: Valores médios do momento resistente e da rigidez inicial, por variável paramétrica, das ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida.

#	Taxa de armadura	Grau de interação	Tipo de laje	Momento na ligação	Resistências do aço [MPa]	Resistência à compressão do concreto [MPa]	M_{Rd} [kN·m]	S_i [kN·m]
1	0,50%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	496,96	93.509,63
2	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	501,13	97.006,11
3	1,00%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	525,24	94.361,88
4	1,25%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	536,92	98.468,48
5	0,75%	50,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	429,22	67.068,69
6	0,75%	75,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	447,42	100.836,94
7	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	501,13	97.006,11
8	0,75%	100,00%	Maciça	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	659,75	163.036,19
9	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	501,13	93.509,63
10	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	501,13	97.006,11
11	0,75%	100,00%	Mista	Positivo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	327,03	29.153,87
12	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	501,13	97.006,11
13	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 345$ $f_u = 450$	30	655,74	78.728,07
14	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 600$ $f_u = 800$	30	710,63	82.331,77
15	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	501,13	97.006,11
16	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	50	547,86	111.528,53
17	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	70	458,23	127.627,52
					<i>Variável default</i>			

Fonte: Elaborado pelo autor.

A Figura 74 apresenta a curva momento-rotação do modelo com valores *default* (vide Quadro 34) das variáveis paramétricas (Modelo 2), do Conjunto 1.

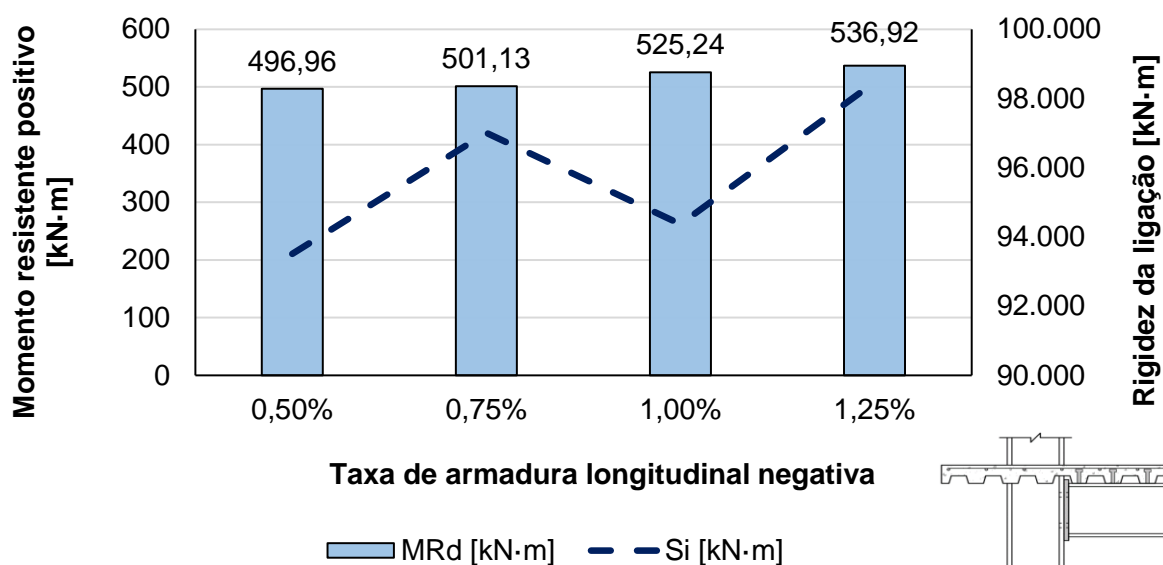
Figura 74: Curva momento-rotação do Modelo 2 do conjunto 1 de ligação mista viga-pilar com chapa de extremidade, em temperatura ambiente.



Fonte: Elaborado pelo autor.

A Figura 75 apresenta a influência da taxa de armadura negativa no momento resistente e na rigidez das ligações.

Figura 75: Influência da taxa de armadura negativa no momento resistente e na rigidez das ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida.



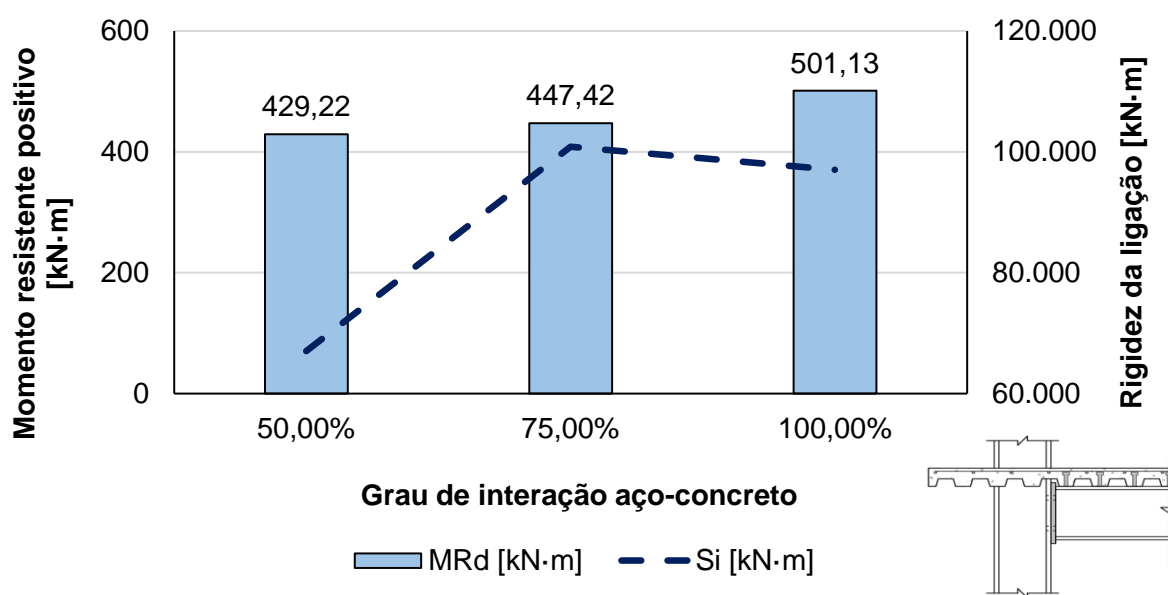
Fonte: Elaborado pelo autor.

Pela Figura 75, nota-se uma relação direta entre o momento resistente e a taxa de armadura negativa. Considerando toda a amplitude da parametrização, o aumento da taxa de armadura de 0,50% para 1,25% (aumento de 150%) acarretou em um aumento do M_{Rd} de 496,96 kN·m para 536,92 kN·m (aumento de 8,0%). Além disso, vale ressaltar que o aumento mais expressivo no M_{Rd} foi entre as taxas de 0,75% e 1,00%.

Ademais, ainda pela Figura 75, observa-se que não houve um comportamento linear na rigidez inicial da ligação para a variação da taxa de armadura. O modelo que apresentou a maior rigidez foi o com maior taxa de armadura negativa. Porém, o modelo com taxa de armadura negativa de 0,75% exibiu um valor muito próximo - diferença de 1,5% entre eles.

Por sua vez, a Figura 76 ilustra a influência do grau de interação aço-concreto no momento resistente e na rigidez das ligações.

Figura 76: Influência do grau de interação aço-concreto no momento resistente e na rigidez das ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida.



Fonte: Elaborado pelo autor.

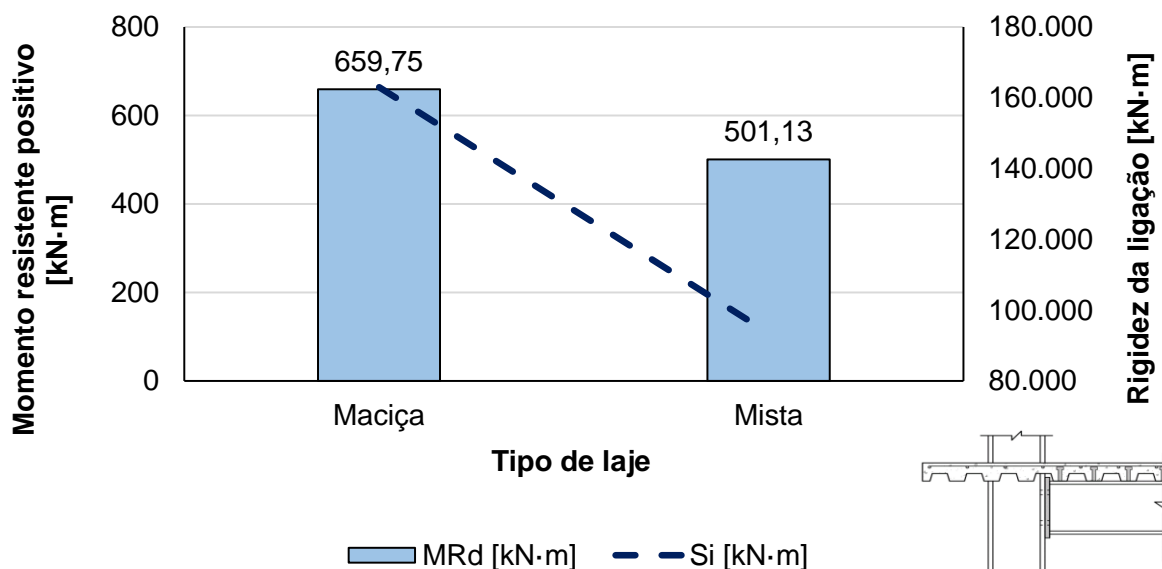
Pela Figura 76, observa-se que, quanto maior o grau de interação aço-concreto, maiores são os valores do momento resistente da ligação. Por outro lado, a rigidez inicial da ligação aumentou significativamente entre os modelos com GI de 50% e 75% e permaneceu praticamente constante entre os modelos com GI de 75% e 100%.

Comparando os modelos com GI de 50 e 75%, houve um aumento 4,3% no momento resistente. Porém, a rigidez da ligação aumentou em 50,4%, aproximadamente. Porém, ao elevar o grau de interação de 75% para 100%, o momento resistente na ligação aumentou em 12%, enquanto a rigidez na ligação reduzir cerca de 3,8%.

Considerando a amplitude de variação do grau de interação aço-concreto, verifica-se que um aumento de 100% no GI (de 50% para 100%), o momento resistente aumentou 16,8% (de 429,22 kN·m para 501,13 kN·m)

A Figura 77 apresenta o comportamento do momento resistente e na rigidez das ligações em função do tipo de laje.

Figura 77: Influência do tipo de laje no momento resistente e na rigidez das ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida.

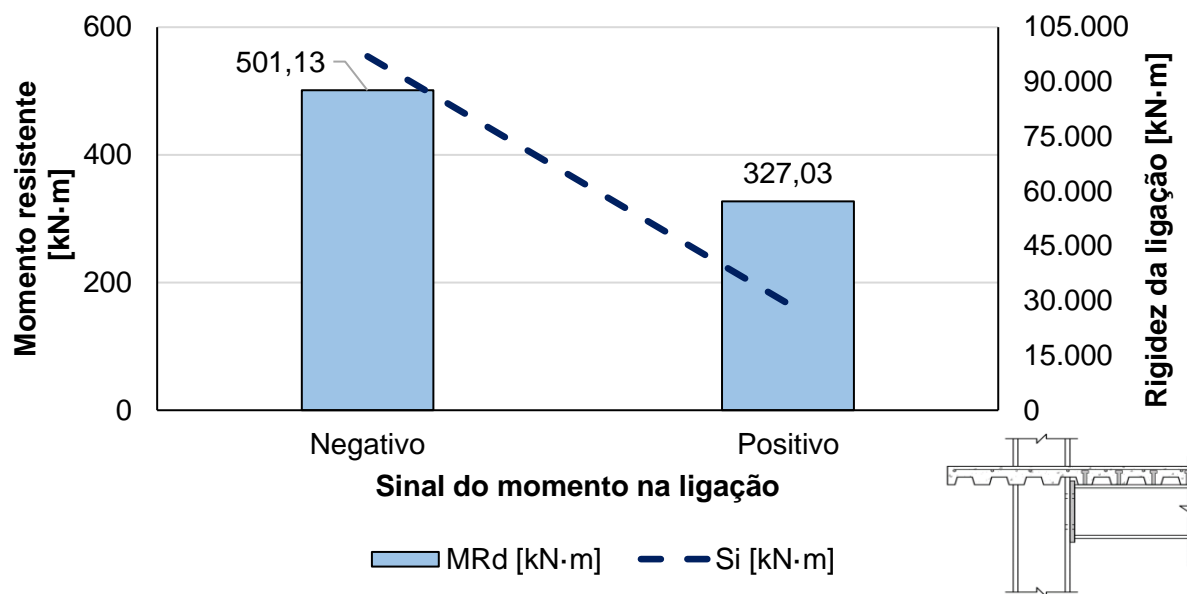


Fonte: Elaborado pelo autor.

Pela Figura 77, verifica-se que tanto o momento resistente quanto a rigidez inicial da ligação foram influenciados significativamente pelo tipo de laje. Ambas as lajes possuem a mesma espessura total (12 cm). Porém, na laje mista, foi utilizada uma forma com altura de 50 mm. Quanto aos resultados, o modelo com laje maciça apresentou M_{Rd} e S_i com valores 32,0% e 74,4% superiores, respectivamente, ao modelo com fôrma de aço incorporada. Tais resultados justificam-se pelo fato de o concreto possuir menor deformabilidade e por conta de a laje ser elemento monolítico dos dois lados do pilar. Como a laje maciça possui maior seção de concreto, ela acarreta numa ligação mais rígida (com menor rotação) e com maior capacidade resistente ao momento fletor.

A Figura 78 apresenta a influência do sentido do momento na ligação no momento resistente e na rigidez.

Figura 78: Influência do sinal do momento na ligação no momento resistente e na rigidez das ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida.

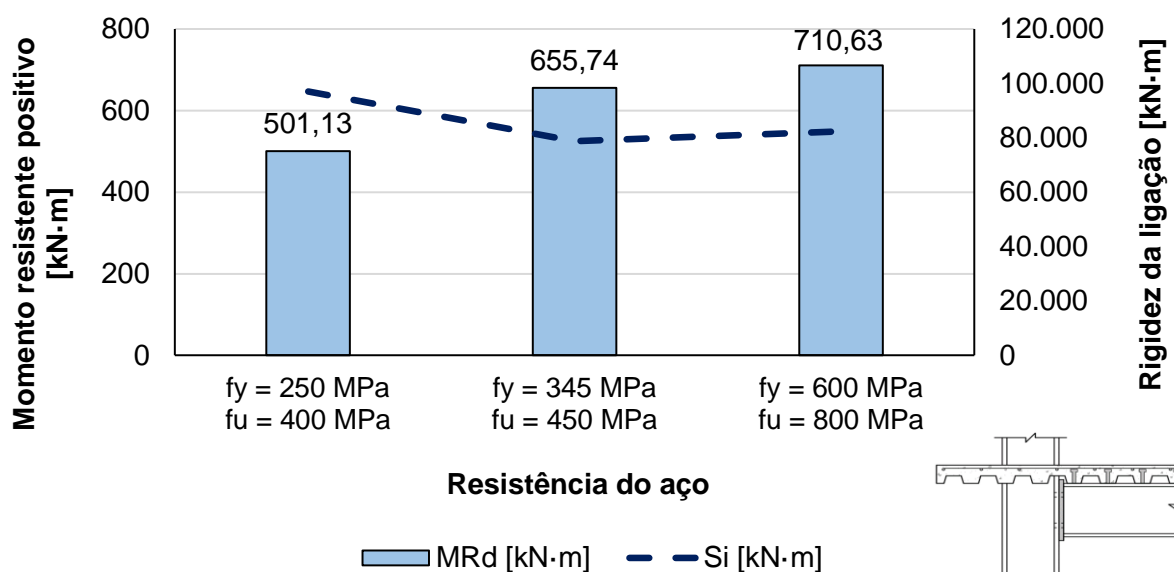


Fonte: Elaborado pelo autor.

Pela Figura 78, observa-se que o sentido do momento na ligação influenciou consideravelmente o momento resistente e a rigidez. No modelo com momento negativo (isto é, com tração no bordo superior e compressão no bordo inferior), o momento resistente e a rigidez foram, respectivamente, 53,2% e 232,7% superiores ao modelo com momento positivo na ligação.

Em relação à influência da resistência dos materiais, a Figura 79 apresenta a influência da resistência do aço dos perfis no momento resistente e da rigidez das ligações.

Figura 79: Influência da resistência do aço dos perfis no momento resistente e na rigidez das ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida.



Fonte: Elaborado pelo autor.

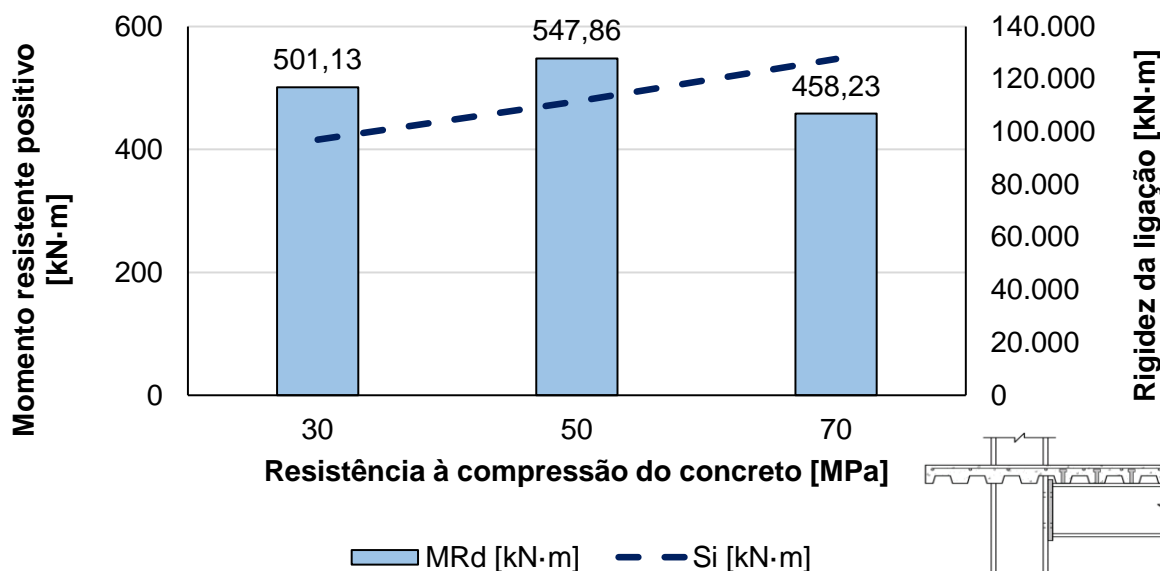
Pela Figura 79, verifica-se que, com o aumento da resistência do aço, o momento resistente também aumentou. Entre os modelos com resistência de escoamento de 250 MPa e 345 MPa, houve um aumento de 30,9% do momento resistente e uma redução de 18,9% na rigidez. A resistência dos materiais tem correlação direta com a capacidade resistente ao momento fletor de seções mistas. Porém, ao elevar a resistência ao escoamento do aço, faz-se necessário maiores solicitações externas para que as solicitações internas no aço atinjam o patamar de escoamento e, conseqüentemente, as deformações e deslocamentos nos bordos da viga de aço aumentem. Em outras palavras, quanto maior a resistência do aço, menor foi a capacidade de rotação da ligação.

Por sua vez, entre os modelos com resistência de escoamento de 345 MPa e 600 MPa, houve um aumento de 18,8% do momento resistente e um aumento de 4,6% na rigidez. Apesar de o aumento expressivo na resistência do aço, a mudança nos valores de M_{Rd} e de S_i foram pequenas. No geral, a utilização do aço com $f_y = 600$ MPa e $f_u = 800$ MPa acarretou em uma alteração do mecanismo de falha das ligações, fazendo com que esse modelo destoasse, na maioria dos casos, do mecanismo de falha preponderante. Tais modelos geralmente falharam por conta de alguma instabilidade da viga de aço, o que se explica pelo rebaixamento da linha neutra na seção transversal.

Portanto, para os exemplos estudados, conclui-se que a utilização de aço de elevada resistência não proporciona melhoras significativas no comportamento da ligação mista viga-pilar com chapa de extremidade não estendida.

Por fim, a Figura 80 expõe o comportamento do momento resistente e da rigidez das ligações em função da resistência à compressão do concreto.

Figura 80: Influência da resistência à compressão do concreto no momento resistente e na rigidez das ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Pela Figura 80, observa-se que, quanto maior a resistência à compressão do concreto, maior é a rigidez da ligação. Quantitativamente, tem-se que a rigidez inicial da ligação aumentou linearmente com o aumento da resistência à compressão do concreto. Ao variar a resistência à compressão do concreto entre 30 MPa e 70 MPa, a rigidez aumentou 31,6% (de 97.006,11 kN·m para 127.627,52 kN·m).

Por sua vez, o momento resistente do concreto aumentou 9,3% com a variação da resistência à compressão do concreto entre 30 e 50 MPa. Porém, com a variação da classe do concreto de C50 para C70, o momento resistente da ligação diminuiu cerca de 16,4%. Assim como ocorreu no aço, modelos constituídos por concretos com elevada resistência à compressão apresentaram mecanismo de falha destoando daquele que foi preponderante para cada conjunto. Em alguns desses modelos, notou-se que a linha neutra estava localizada na laje, ocasionando dano excessivo à compressão nela.

6.1.3 Redes neurais artificiais e desenvolvimento de formulações

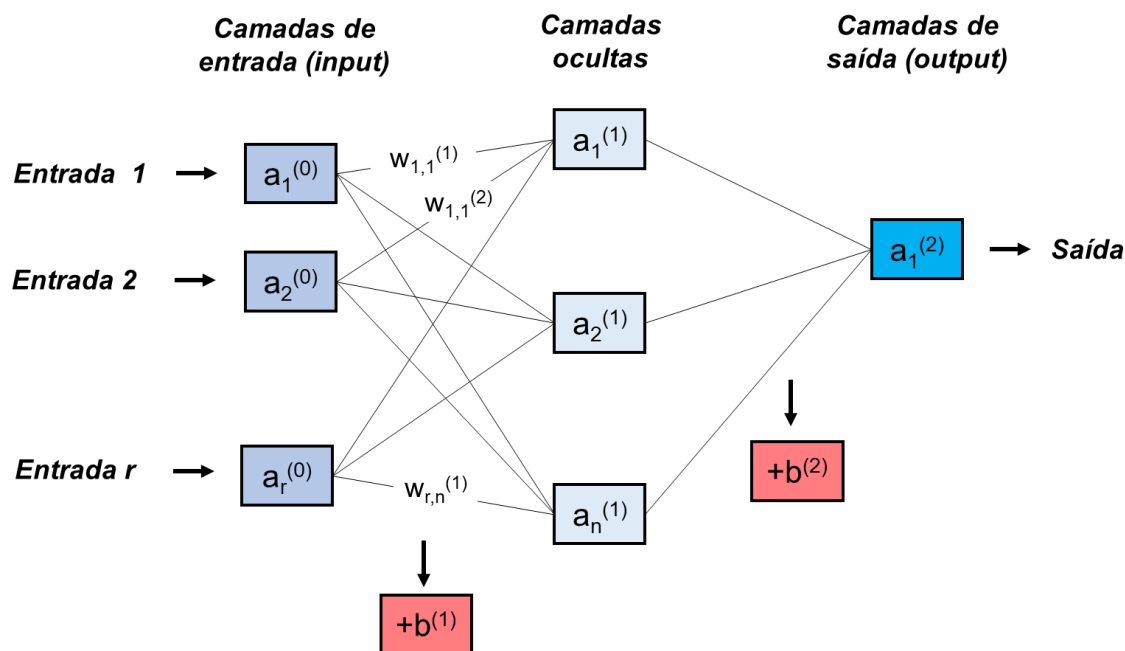
Técnicas baseadas em inteligência artificial são frequentemente empregadas para descobrir correlações entre vários dados, incluindo variáveis de entrada e saída. Essas abordagens são particularmente úteis quando é difícil ou demorado identificar uma relação lógica para abordar um problema específico. Neste estudo, o método amplamente adotado

de redes neurais artificiais (RNA) foi utilizado para desenvolver modelos práticos de previsão da resistência ao momento negativo e rigidez inicial em temperatura ambiente, bem como da rigidez e capacidade de rotação acumulada durante um incêndio, para ligações viga-pilar mistas de aço e concreto com configurações de duplo ângulo de alma. As redes neurais artificiais são reconhecidas como uma das técnicas baseadas em inteligência artificial mais confiáveis e precisas usadas em várias áreas da engenharia estrutural. Além disso, uma abordagem baseada em regressão chamada regressão por stepwise foi desenvolvida na segunda parte desta seção para comparar a precisão e aplicabilidade desses dois métodos.

O método de redes neurais artificiais (RNA), conhecido por sua robustez e alta precisão, estabelece um mapeamento entre sinais de entrada e saída ao aprender a relação entre as variáveis de entrada e saída. A Figura 81 fornece uma ilustração da arquitetura do modelo de RNA. A rede neural é composta por camadas interconectadas, sendo que cada camada contém múltiplos nós semelhantes a neurônios. A camada inicial, chamada de camada de entrada, possui neurônios equivalentes ao número de variáveis de entrada. As camadas subsequentes, exceto a camada final, são chamadas de camadas ocultas, que aprimoram a capacidade preditiva da rede ao incorporar não linearidades. O número de neurônios nas camadas ocultas pode variar dependendo do tipo de problema e da precisão desejada. Por fim, a camada de saída, composta por neurônios iguais ao número de variáveis de saída, produz os resultados finais. As conexões entre os neurônios em diferentes camadas possuem pesos individuais, representados como $w_{i,j}$, onde i e j denotam os respectivos números dos neurônios. Dentro de uma rede neural, o procedimento de processamento de informações segue a Equação (40), na qual o valor ponderado associado a $w_{i,j}$ é transmitido do i -ésimo neurônio de cada camada para o j -ésimo neurônio da camada subsequente. Esses valores ponderados são então somados, sendo adicionado um valor de viés, b , ao resultado.

$$s_j^{(L)} = b^{(L)} + \sum_{i=1}^n w_{i,j}^{(L)} \cdot a_i^{(L-1)} \quad (40)$$

Figura 81: Arquitetura do modelo de RNA.



Fonte: Elaborado pelo autor.

A soma resultante no j -ésimo neurônio é representada por s_j , onde n denota o número total de neurônios na camada. Além disso, o valor de L indica o número de camadas, sendo L igual a zero para a camada de entrada. A saída de cada neurônio, representada por $a_j^{(L)}$, é obtida aplicando funções de ativação (f), conforme mostrado na Equação (41).

$$a_j^{(L)} = f(s_j^{(L)}) \quad (41)$$

É importante observar que as redes neurais empregam várias funções de ativação, sendo as mais comumente utilizadas a sigmoideal logística, tangente hiperbólica, unidade linear retificada, degrau binário e funções lineares. O processo descrito nas Equações (05-06) é repetido para todas as camadas a fim de obter os resultados finais. Neste estudo, foi adotada uma rede *feedforward-backpropagation* de três camadas, com o algoritmo de treinamento *Limited-memory BFGS* e três neurônios na camada oculta. O algoritmo *Limited-memory BFGS* é um algoritmo de otimização que pertence à família de métodos quasi-Newton e fornece uma aproximação do algoritmo *Broyden-Fletcher-Goldfarb-Shanno* (BFGS) utilizando uma quantidade limitada de memória do computador.

As funções de ativação sigmoideal logística e linear foram escolhidas como as funções de ativação na camada oculta e na camada de saída, respectivamente. Os resultados do estudo paramétrico realizado foram utilizados para desenvolver o modelo. Os parâmetros de entrada e saída da rede são especificados abaixo.

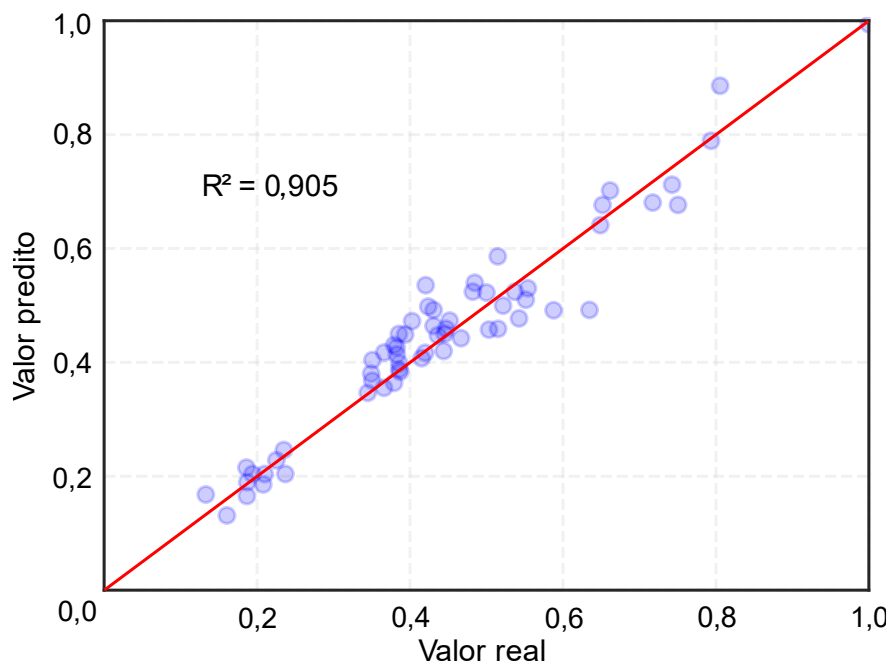
- **Inputs (entradas):** Taxa de armadura longitudinal negativa (ρ), grau de interação aço-concreto (G_I), resistência de escoamento do aço (f_y), resistência à compressão do concreto (f_c) e dimensões do perfil do pilar, especificamente a altura da seção transversal do pilar (d), a espessura da alma do pilar (t_w), a espessura da mesa do pilar (t_f) e a largura da mesa do pilar (b_f);
- **Outputs (saídas) em temperatura ambiente:** Momento resistente da conexão (M_{Rd}) e rigidez inicial da conexão (S_i);
- **Outputs (saídas) em situação de incêndio:** Rigidez mínima durante o incêndio ($S_{incêndio}$) e variação acumulada da capacidade rotacional ($\Delta\theta$).

Vale ressaltar que, durante um incêndio, a rigidez da ligação se altera com o progresso do fogo. No presente trabalho, para analisar o comportamento das ligações em situação de incêndio, foi determinada, considerando o intervalo entre o início do incêndio e a falha da ligação, a menor rigidez verificada na ligação ($S_{incêndio}$).

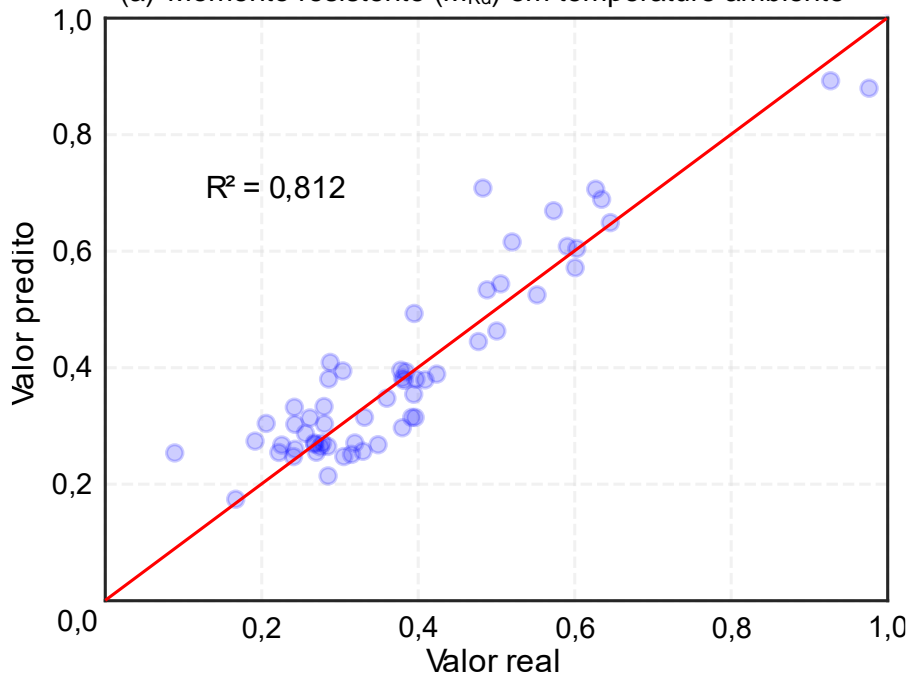
O treinamento da rede neural artificial (RNA) foi conduzido com base na arquitetura da rede neural apresentada, utilizando os dados obtidos a partir do estudo numérico. Para melhorar o desempenho do treinamento e obter respostas de alta qualidade, o processo de treinamento foi realizado separadamente para cada situação examinada. Consequentemente, foram utilizados 96 modelos de elementos finitos para treinar cada RNA. Durante a fase de treinamento, esses dados foram divididos, sendo que 30% deles foram retidos do processo de treinamento para fins de avaliação de desempenho. Essa abordagem ajuda a evitar o sobreajuste e garante um modelo de previsão mais confiável, com capacidades de generalização aprimoradas.

Uma análise de sensibilidade foi conduzida no processo de treinamento da RNA. Por meio dela, verificou-se que, utilizando três neurônios (três valores de β_i), obtinha-se melhor ajuste em relação ao uso de dois neurônios. Porém, utilizando quatro neurônios, não se verificou melhora do ajuste em relação às equações com três. Visto isso, considerando os resultados dos modelos com momento negativo na ligação, a Figura 82 ilustra o treinamento dos valores previstos para M_{Rd} e S_i em temperatura ambiente.

Figura 82: Treinamento de valores preditos de M_{Rd} e S_i da ligação mista viga-pilar com chapa de extremidade não estendida, em temperatura ambiente.



(a) Momento resistente (M_{Rd}) em temperature ambiente



(b) Rigidez inicial (S_i) em temperature ambiente

Fonte: Elaborado pelo autor.

O desempenho do treinamento da rede neural artificial (RNA) resultou em resultados satisfatórios para todas as duas condições examinadas. Os valores do coeficiente de determinação (R^2) obtidos foram de 0,905 e 0,812 para o momento resistente e para a rigidez inicial em temperatura ambiente, respectivamente. Esses altos valores de R^2 indicam uma forte correlação entre os valores previstos e os valores reais, demonstrando a precisão e

confiabilidade dos modelos de RNA treinados. Os valores de R^2 abrangem toda a faixa de dados analisada no estudo, reforçando ainda mais a robustez dos modelos treinados na previsão das saídas desejadas.

As Equações (42) e (43) são propostas para calcular, respectivamente, o M_{Rd} e o S_i de ligações viga-pilar mistas de aço e concreto com chapa de extremidade não estendida sujeitas a momento negativo, em temperatura ambiente.

$$\frac{M_{Rd}}{1.200} = \frac{-1,7885}{(1 + e^{-\beta_1})} + \frac{2,8423}{(1 + e^{-\beta_2})} + \frac{2,2247}{(1 + e^{-\beta_3})} - 0,3571$$

$$\beta_1 = 0,2653\rho - 0,2639Gl + 1,2738f_y + 1,0136f_c + 0,1444d - 0,6745t_w + 0,6731t_f + 0,2986b_f - 0,7827 \quad (42)$$

$$\beta_2 = 0,1089\rho - 0,1040Gl + 0,6189f_y + 0,5581f_c - 0,4240d + 0,1549t_w + 0,6251t_f - 0,1358b_f - 0,1199$$

$$\beta_3 = -0,0488\rho + 0,8676Gl + 0,3408f_y - 1,0670f_c - 0,7724d + 2,3139t_w - 0,7277t_f - 1,1891b_f - 3,9609$$

$$\frac{S_i}{250.000} = \frac{-3,7576}{(1 + e^{-\beta_1})} + \frac{0,8675}{(1 + e^{-\beta_2})} + \frac{3,7391}{(1 + e^{-\beta_3})} + 0,2509$$

$$\beta_1 = -1,9411\rho + 2,6805Gl - 4,4987f_y - 0,7735f_c - 2,1603d - 14,5634t_w + 16,3590t_f - 2,1581b_f - 5,7778 \quad (43)$$

$$\beta_2 = -0,0656\rho + 0,2351Gl - 0,3756f_y + 0,6417f_c + 0,4942d - 2,3480t_w + 2,6636t_f + 0,4964b_f - 2,1674$$

$$\beta_3 = -2,2340\rho + 3,2341Gl - 5,3911f_y - 1,1742f_c - 3,1667d - 15,064t_w + 18,5081t_f + 3,1697b_f - 6,4739$$

Em que M_{Rd} é o momento resistente em $\text{kN}\cdot\text{m}$, S_i é a rigidez inicial da ligação em $\text{kN}\cdot\text{m}$, ρ é a taxa de armadura longitudinal negativa em porcentagem, Gl é o grau de interação aço-concreto em porcentagem, f_y é a resistência de escoamento do aço em MPa, f_c é a resistência à compressão do concreto em MPa e t_w , t_f , d e b_f são, respectivamente, a espessura da alma do pilar, a espessura da mesa do pilar, a altura da seção transversal do pilar e a largura da mesa do pilar, em milímetros.

Devido ao procedimento realizado para desenvolver as equações, recomenda-se aplicá-las para o pré-dimensionamento de ligações com características similares às dos modelos numéricos processados neste trabalho, entre elas:

- Ligações sujeitas a momento negativo;
- Chapa de extremidade, parafusos e lajes com dimensões na mesma ordem de grandeza;
- Concreto com classe entre C30 e C70;
- Aço dos perfis com resistência ao escoamento entre 250 MPa e 600 MPa.

As recomendações supracitadas também são válidas para as formulações desenvolvidas nas seções 6.2.3, 7.1.3 e 7.2.3 do presente trabalho.

6.2 LIGAÇÕES VIGA-PILAR COM DUPLA CANTONEIRA DE ALMA

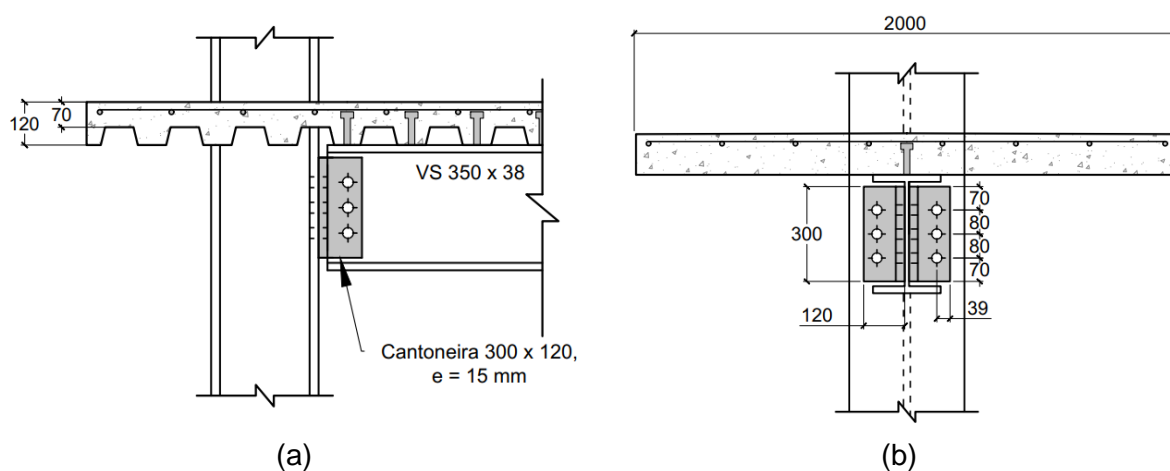
Similarmente ao tópico 6.1, a presente seção apresenta, separadamente: a análise global da parametrização em temperatura ambiente e a influência das variáveis paramétricas no comportamento das ligações.

Na análise paramétrica das ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma, considerou-se:

- Cantoneiras com comprimento de 300 mm, largura de 120 mm e espessura de 15 mm;
- Três furos por face da cantoneira, com diâmetro de 32 mm e espaçamento vertical de 80 mm entre eles. Foi previsto uma folga de 2 mm entre o diâmetro do furo e o diâmetro do parafuso. Além disso, o balanço dos furos admitido foi de 24 mm na horizontal e 55 mm na vertical;
- Parafusos M30;
- Laje mista com forma de aço incorporada com altura total de 120 mm, sendo 70 mm a altura da capa. No modelo com laje maciça, considerou-se espessura de 120 mm. A largura da laje foi admitida como sendo de 2.000 mm, a qual consiste na largura efetiva calculada conforme NBR 8800 (ABNT, 2008);
- Espaçamento de 15 mm entre a extremidade da viga conectada e o pilar.

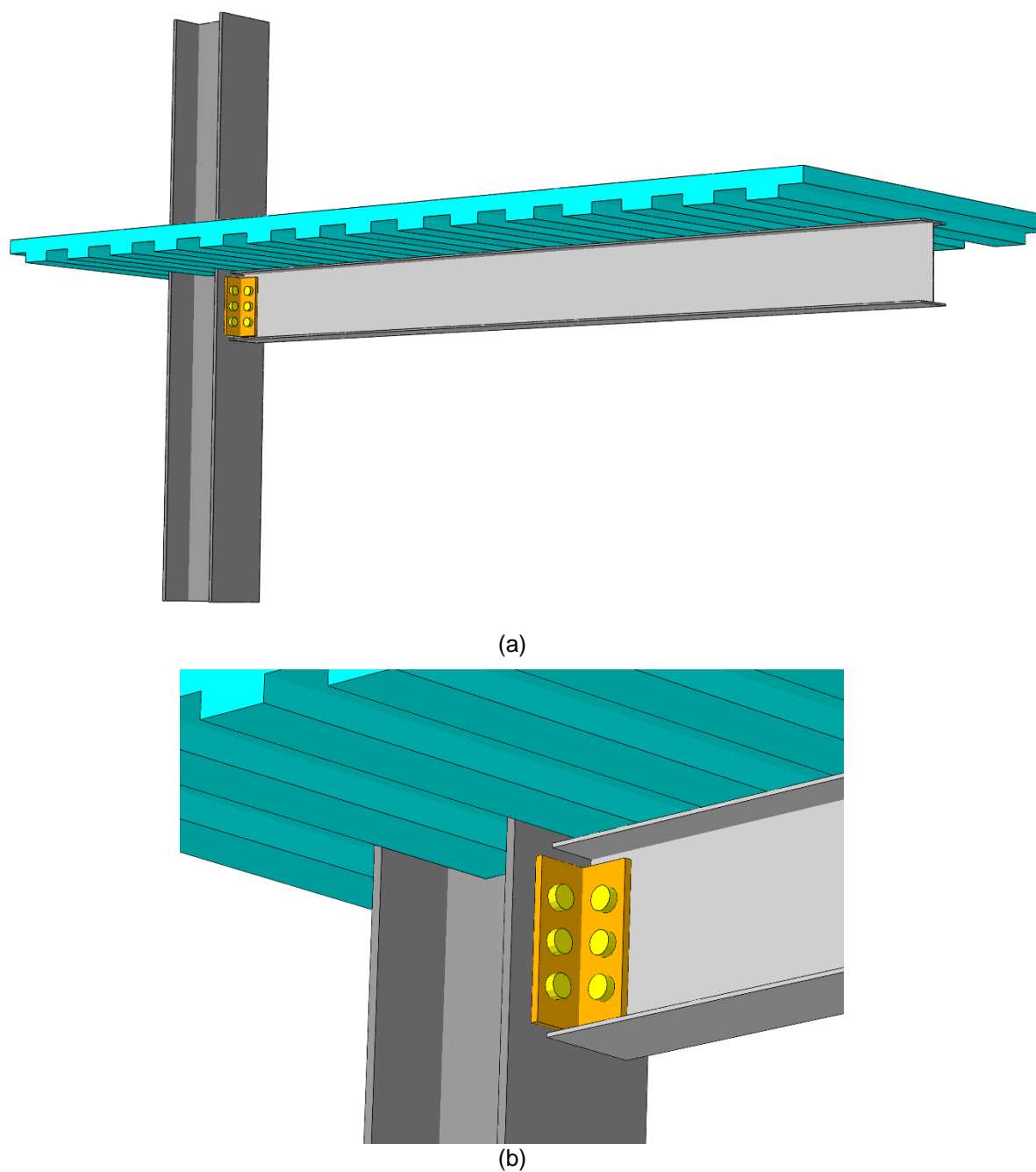
A Figura 83 ilustra tais dimensões. Por sua vez, a Figura 84 apresenta um dos modelos numéricos do conjunto 1 de ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma.

Figura 83: Dimensões das ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma: (a) vista lateral e (b) vista frontal. Dimensões em milímetros.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 84: Modelo numérico de ligação viga-pilar com dupla cantoneira de alma: (a) visão geral e (b) detalhe da região da ligação.

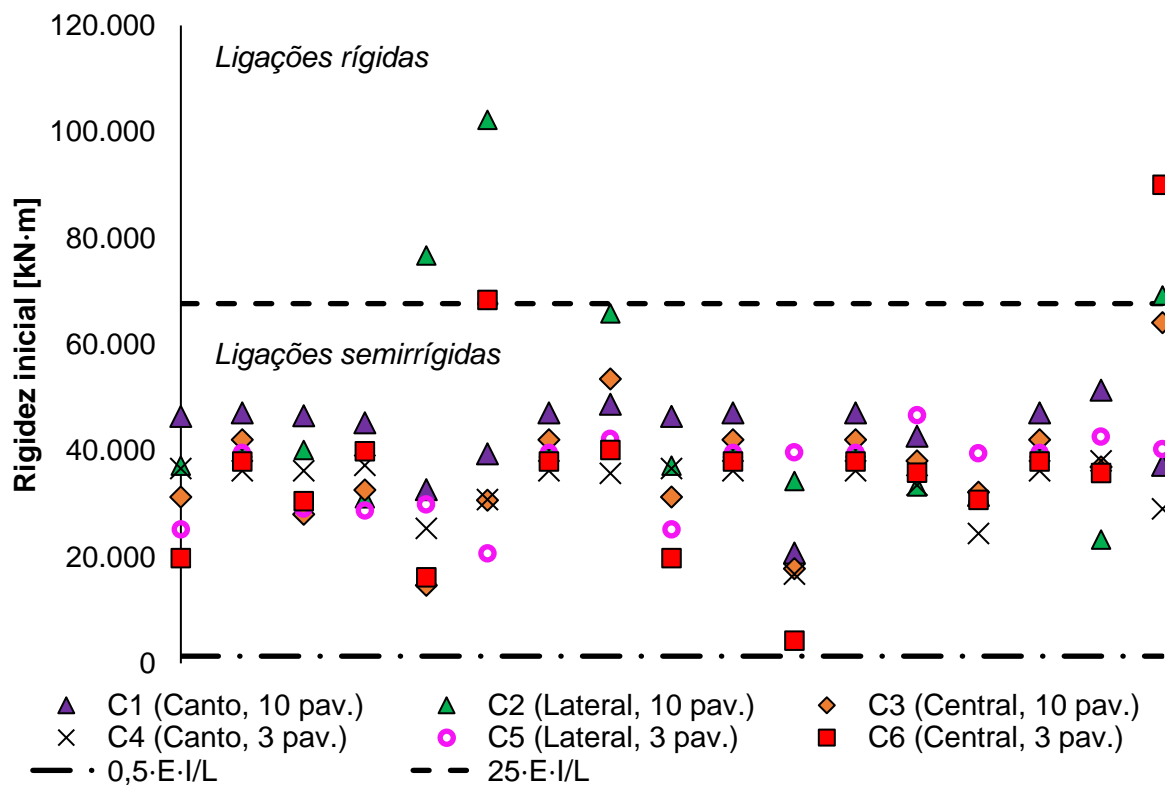


Fonte: Elaborado pelo autor.

6.2.1 Análise global da parametrização em temperatura ambiente

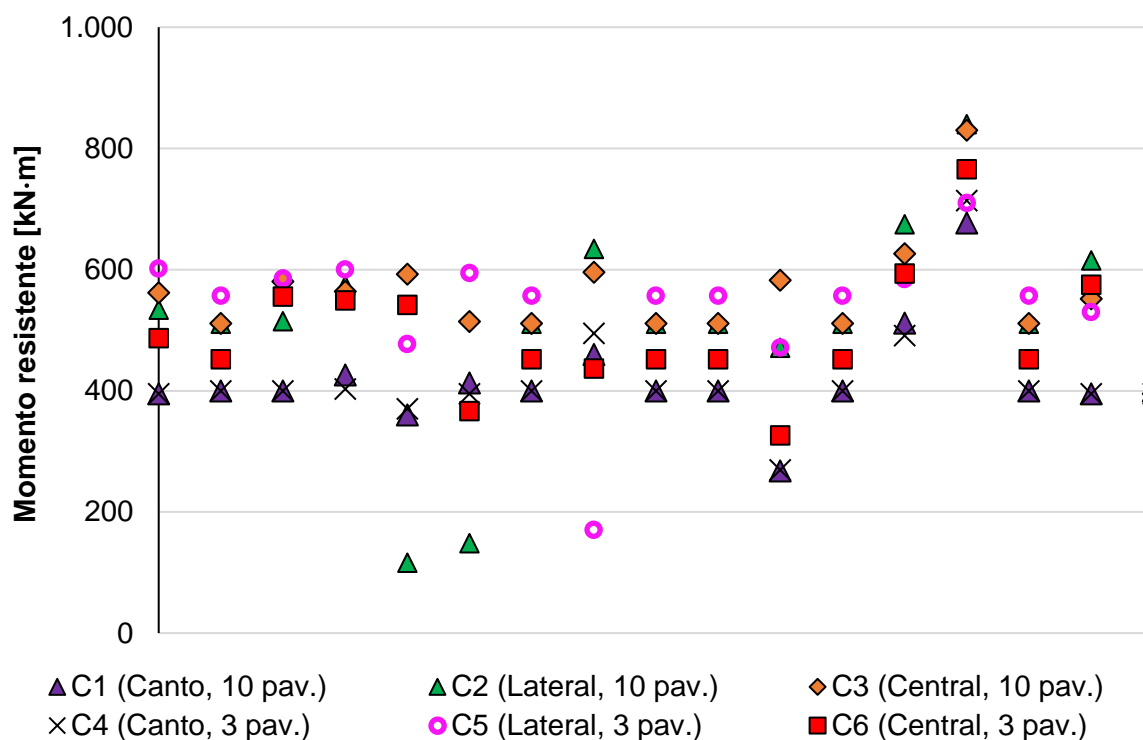
A Figura 85, a Figura 86 e a Figura 87 apresentam, respectivamente, a distribuição, por conjunto de modelos de ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma, da rigidez inicial, do momento resistente e da rotação máxima.

Figura 85: Distribuição, por conjunto, da rigidez inicial dos modelos de ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma.



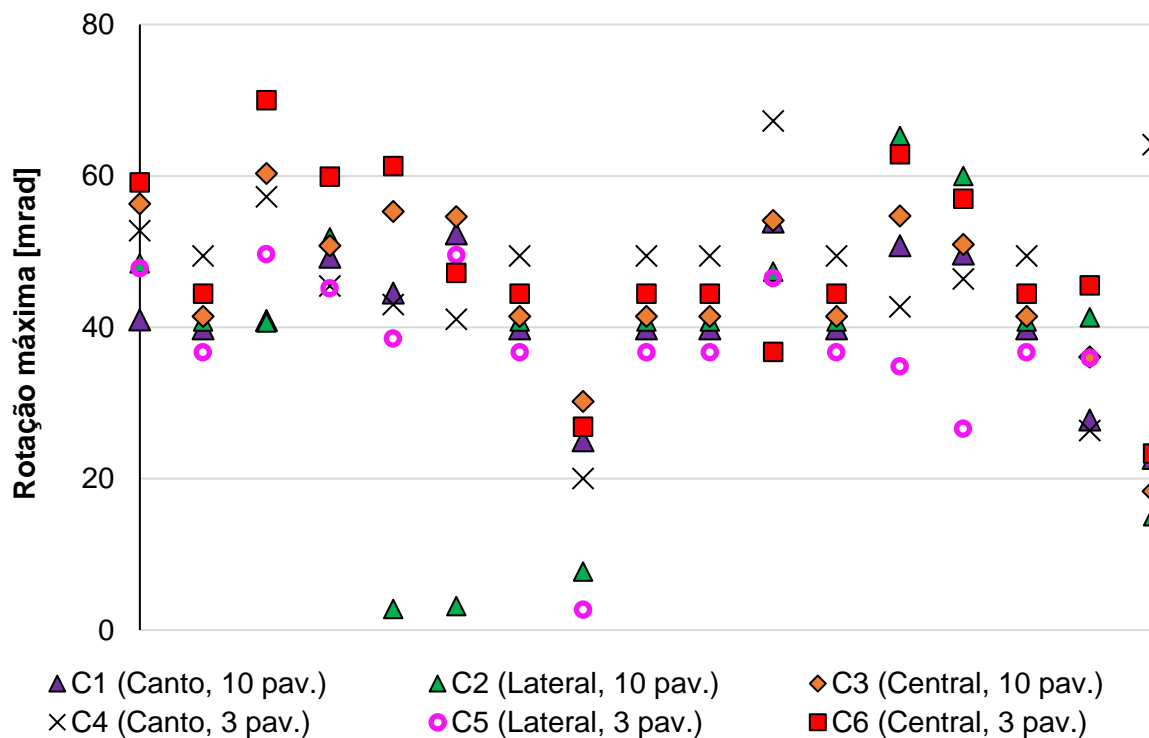
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 86: Distribuição, por conjunto, do momento resistente dos modelos de ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 87: Distribuição, por conjunto, da rotação máxima dos modelos de ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Novamente, nota-se que os perfis utilizados nos pilares, juntamente com a posição destes na estrutura, exerceram influência significativa no comportamento da ligação, alterando, inclusive, os mecanismos de falha.

Dentre os conjuntos analisados, aqueles que apresentaram o maior momento resistente foram o C3 e o C5, os quais representam pilares centrais e laterais, respectivamente. Por sua vez, os conjuntos com menor momento resistente médio foram os C1 e o C4, os quais representavam pilares de canto.

Finalmente, vale salientar que, dos 102 modelos analisados, pelos critérios da NBR 8800 (ABNT, 2008), nenhum foi classificado como flexível, 86 foram classificados como semirrígidos e 16 como rígidos.

O Quadro 39 detalha, para cada conjunto, os valores médios de M_{Rd} , S_i e rotação máxima. Já o Quadro 40 apresenta, para cada conjunto, o mecanismo de falha predominante e a distribuição de classificação das ligações com base na rigidez.

Quadro 39: Valores médios do momento resistente, da rigidez inicial e da rotação máxima dos modelos de ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma.

Conjunto	Posição do pilar	Perfil do pilar	Valores médios		
			M_{Rd} [kN·m]	S_i [kN·m]	Rotação máxima [mrad]
C1	Canto	CS 350 x 144	417,99	42666,50	40,97
C2	Lateral	CS 450 x 280	504,07	46231,05	36,95
C3	Central	CS 600 x 546	556,67	36594,98	45,32
C4	Canto	CS 250 x 49	418,96	33067,43	47,22
C5	Lateral	CS 300 x 92	536,31	35776,29	36,48
C6	Central	CS 400 x 155	489,72	36574,39	48,02

Fonte: Elaborado pelo autor.

Quadro 40: Mecanismo de falha predominante e a distribuição de classificação das ligações com base na rigidez dos modelos de ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma.

Conjunto	Posição do pilar	Perfil do pilar	Ligações semirrígidas	Ligações rígidas	Mecanismo de falha preponderante
C1	Canto	CS 350 x 144	17	0	Flambagem local da mesa da viga no meio do vão (16/17 = 94,1%)
C2	Lateral	CS 450 x 280	14	3	Flambagem local de alma da viga na região da ligação (11/17 = 64,7%)
C3	Central	CS 600 x 546	17	0	Flambagem local de alma da viga na região da ligação (16/17 = 94,1%)
C4	Canto	CS 250 x 49	17	0	Flambagem local da mesa do pilar (17/17 = 100%)
C5	Lateral	CS 300 x 92	17	0	Flambagem local da alma da viga na região da ligação (14/17 = 82,4%)
C6	Central	CS 400 x 155	15	2	Flambagem local de alma da viga na região da ligação (14/17 = 82,4%)

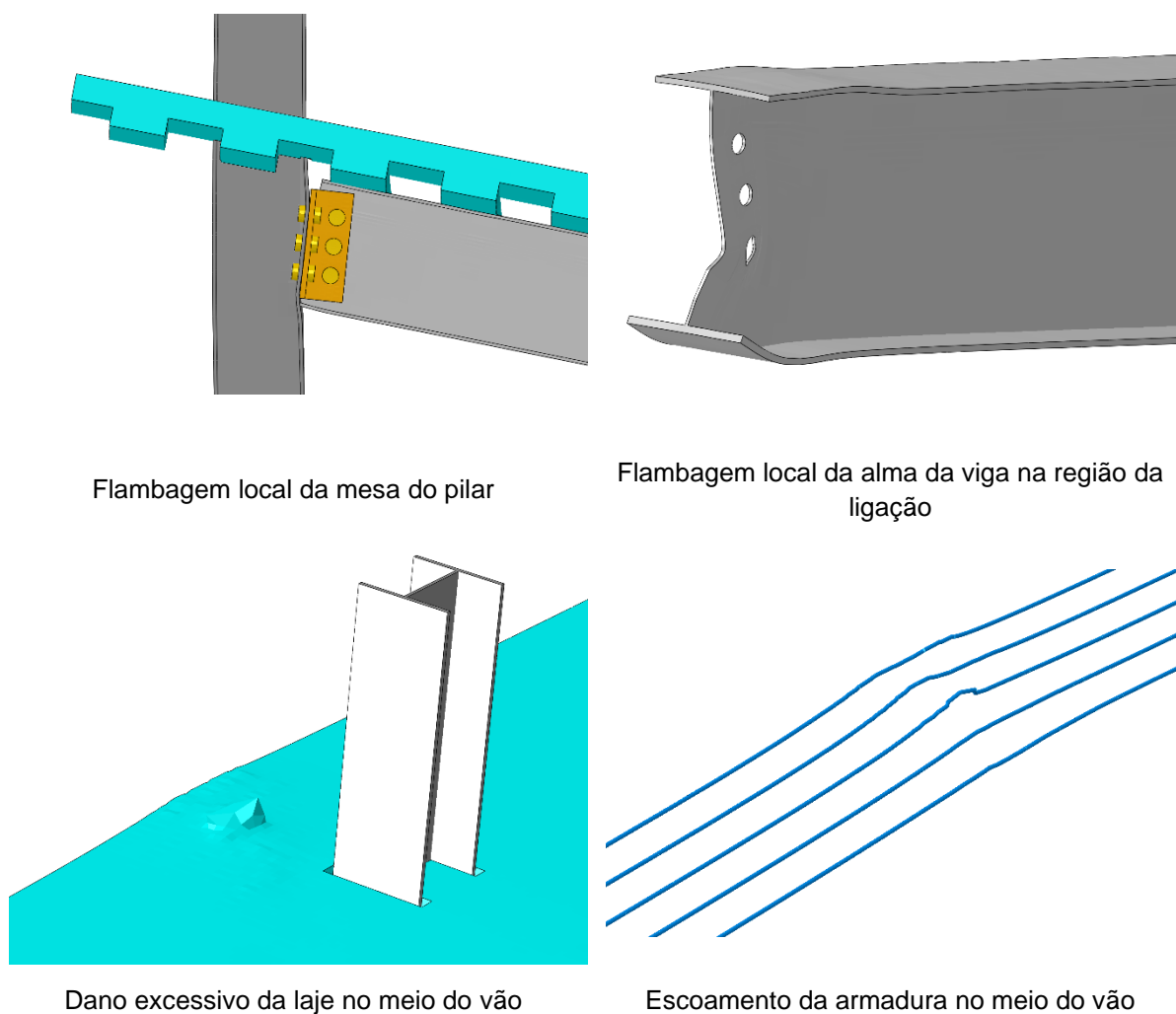
Fonte: Elaborado pelo autor.

Considerando todos os modelos, os principais mecanismos de falha observados foram a flambagem local da alma da viga na região da ligação. Ademais, vale frisar que, para alguns modelos de ligação viga-pilar com dupla cantoneira de alma, com taxa de armadura longitudinal negativa de 0,50%, a ligação falhou por conta de dano excessivo na laje na região da ligação. Nesse caso, ocorreu também o escoamento da armadura nessa região, indicando a existência de uma taxa de aço inferior à necessária.

Por fim, modelos com concreto com classe C50 e C70 falharam, em sua maioria (11 dos 12) por flambagem local de alma da região da ligação, possivelmente por conta de uma mudança na posição da linha neutra.

A Figura 88 ilustra os principais mecanismos de falha observados nos modelos de ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida.

Figura 88: Principais mecanismos de falha observados nos modelos de ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma.



Fonte: Elaborado pelo autor.

6.2.2 *Influência das variáveis paramétricas em temperatura ambiente*

A fim de investigar a influência das variáveis paramétricas no comportamento das ligações, foram calculados os valores médios do momento resistente e da resistência inicial de cada modelo, visando uniformizar as dispersões devido à variação dos conjuntos. O Quadro 41 apresenta resultados.

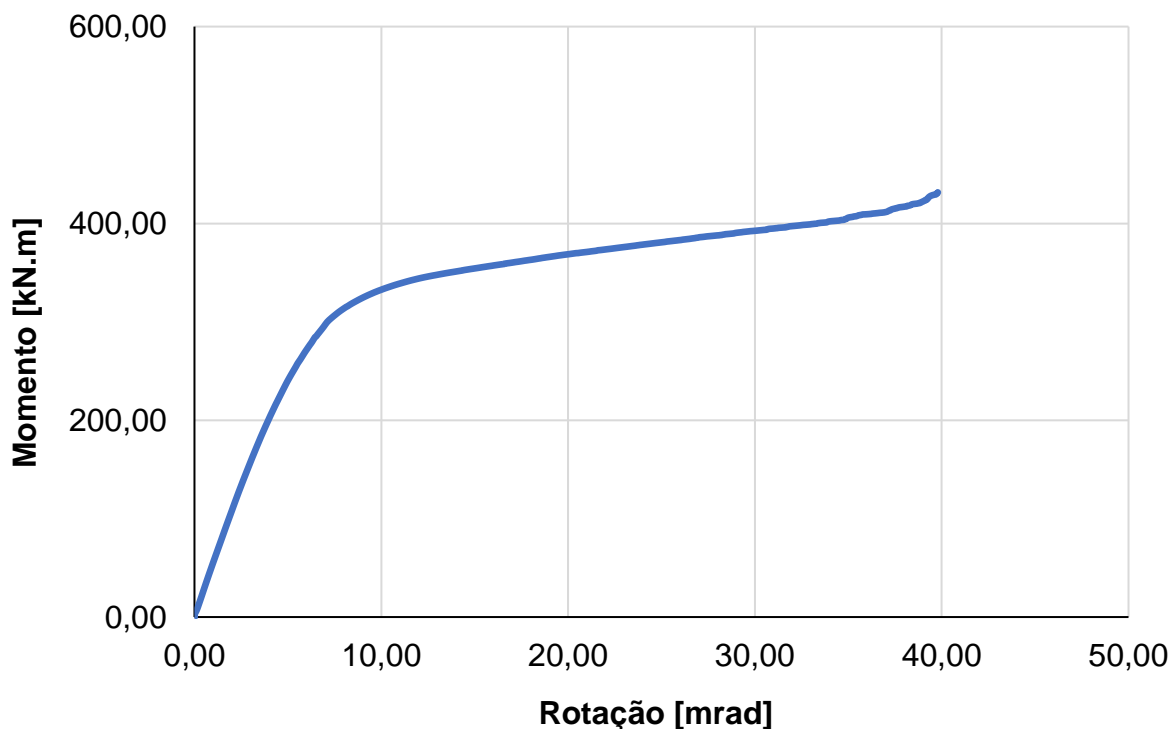
Quadro 41: Valores médios do momento resistente e da rigidez inicial, por variável paramétrica, das ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma.

#	Taxa de armadura	Grau de interação	Tipo de laje	Momento na ligação	Resistências do aço [MPa]	Resistência à compressão do concreto [MPa]	M_{Rd} [kN·m]	S_i [kN·m]
1	0,50%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	495,75	32.782,01
2	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	471,81	40.612,87
3	1,00%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	506,16	35.140,17
4	1,25%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	519,37	35.829,96
5	0,75%	50,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	409,59	32.615,10
6	0,75%	75,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	405,37	48.733,86
7	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	471,81	40.612,87
8	0,75%	100,00%	Maciça	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	465,26	47.721,02
9	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	471,81	32.782,01
10	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	471,81	40.612,87
11	0,75%	100,00%	Mista	Positivo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	398,17	22.299,05
12	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	471,81	40.612,87
13	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 345$ $f_u = 450$	30	580,33	38.388,63
14	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 600$ $f_u = 800$	30	756,16	31.812,39
15	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	471,81	40.612,87
16	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	50	510,38	38.064,35
17	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	70	406,50	55.013,92
Variável default								

Fonte: Elaborado pelo autor.

A Figura 89 apresenta a curva momento-rotação do modelo com valores *default* (vide Quadro 34) das variáveis paramétricas (Modelo 2), do Conjunto 1.

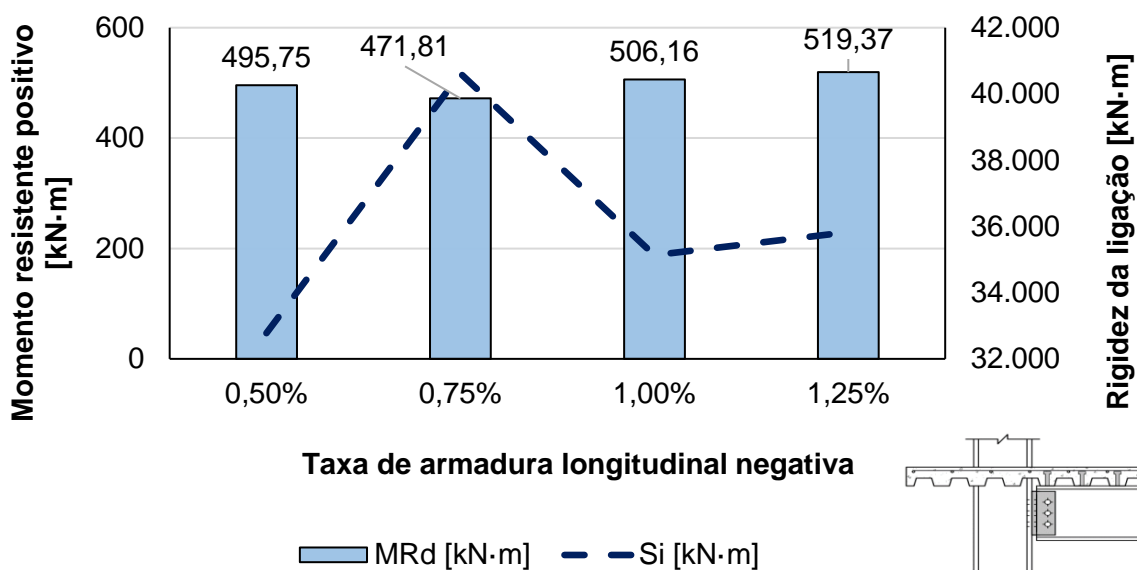
Figura 89: Curva momento-rotação do Modelo 2 do conjunto 1 de ligação mista viga-pilar com dupla cantoneira de alma, em temperatura ambiente.



Fonte: Elaborado pelo autor.

A Figura 90 apresenta a influência da taxa de armadura negativa no momento resistente e na rigidez das ligações.

Figura 90: Influência da taxa de armadura negativa no momento resistente e na rigidez das ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma.



Fonte: Elaborado pelo autor.

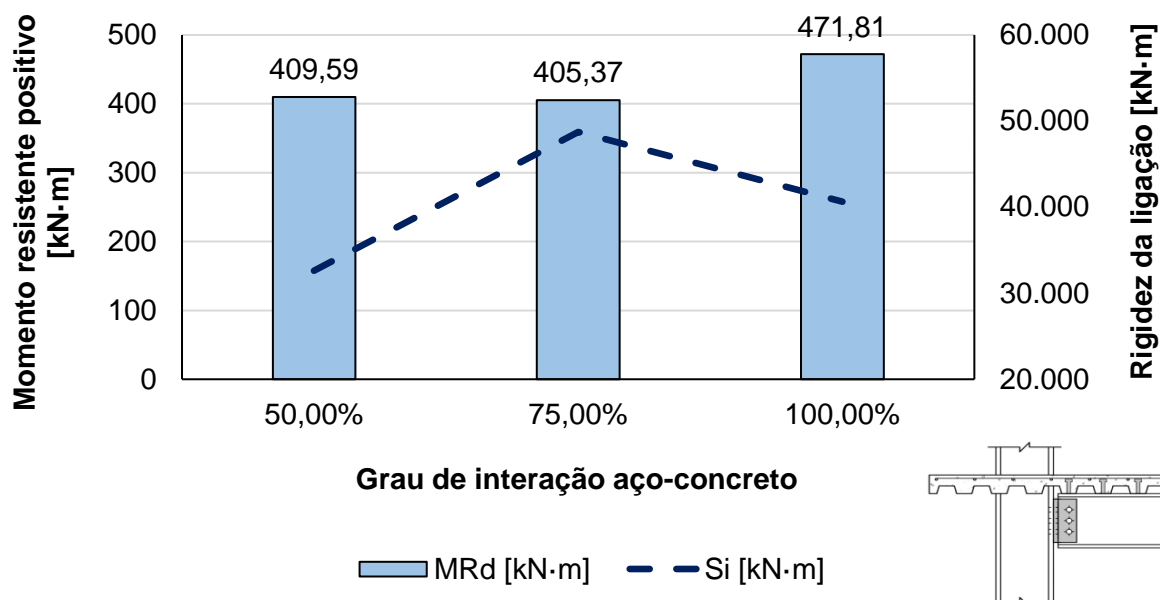
Pela Figura 90, não é possível delinear nenhum comportamento direto entre o momento resistente da ligação e a taxa de armadura negativa na laje. O modelo com taxa de armadura negativa igual a 0,75% foi aquele que apresentou o menor momento resistente (471,81 kN·m). Uma diferença de 10,1% em relação ao modelo com taxa de aço de 1,25%, o qual resultou no maior momento resistente médio (519,37 kN·m). Em contrapartida, o modelo com taxa de aço de 0,75% possuiu, na média, a maior rigidez inicial. Seu valor foi 23,9%, 15,6% e 13,3% superior, respectivamente, em relação aos modelos com taxas de 0,50%, 1,00% e 1,25%.

Ademais, vale ressaltar que, dois dos seis modelos de ligações com taxa de armadura negativa igual a 0,50%, falharam por escoamento da armadura, indicando a insuficiência de aço.

Por fim, assim como observador no item 6.1.2, para a ligação com chapa de extremidade não estendida, o modelo com taxa de armadura negativa de 0,75% foi aquele que, no geral, exibiu o melhor comportamento em termos de capacidade resistente ao momento fletor e rigidez.

Por sua vez, a Figura 91 ilustra a influência do grau de interação aço-concreto no momento resistente e na rigidez das ligações.

Figura 91: Influência do grau de interação aço-concreto no momento resistente e na rigidez das ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma.



Fonte: Elaborado pelo autor.

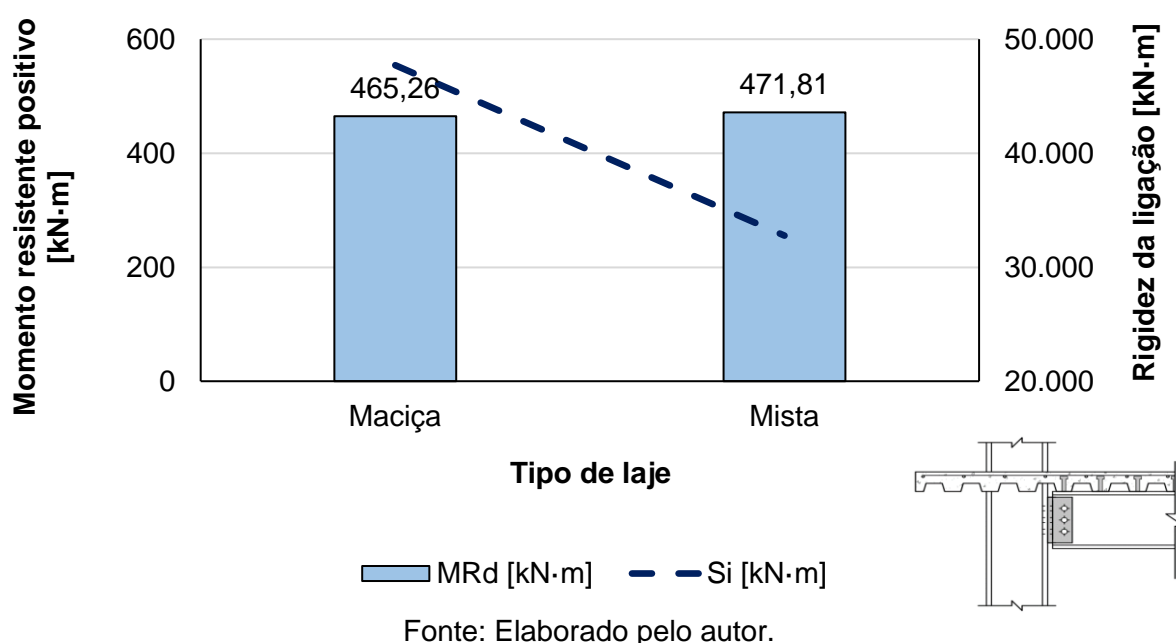
Pela Figura 91, observa-se que o modelo com interação completa apresentou maior valor de momento resistente que os modelos com interação parcial. Porém, nota-se uma

variação mais significativa do momento resistente entre os modelos com GI de 75% e 100% e da rigidez entre os modelos com GI de 50% e 75%.

Comparando os modelos com GI de 50 e 75%, houve uma redução de 1,1% no momento resistente. Porém, a rigidez da ligação aumentou 49,4%, aproximadamente. Já ao elevar o grau de interação de 75% para 100%, o momento resistente na ligação aumentou apenas 16,4%, enquanto a rigidez na ligação reduziu 16,7%.

A Figura 92 apresenta o comportamento do momento resistente e na rigidez das ligações em função do tipo de laje.

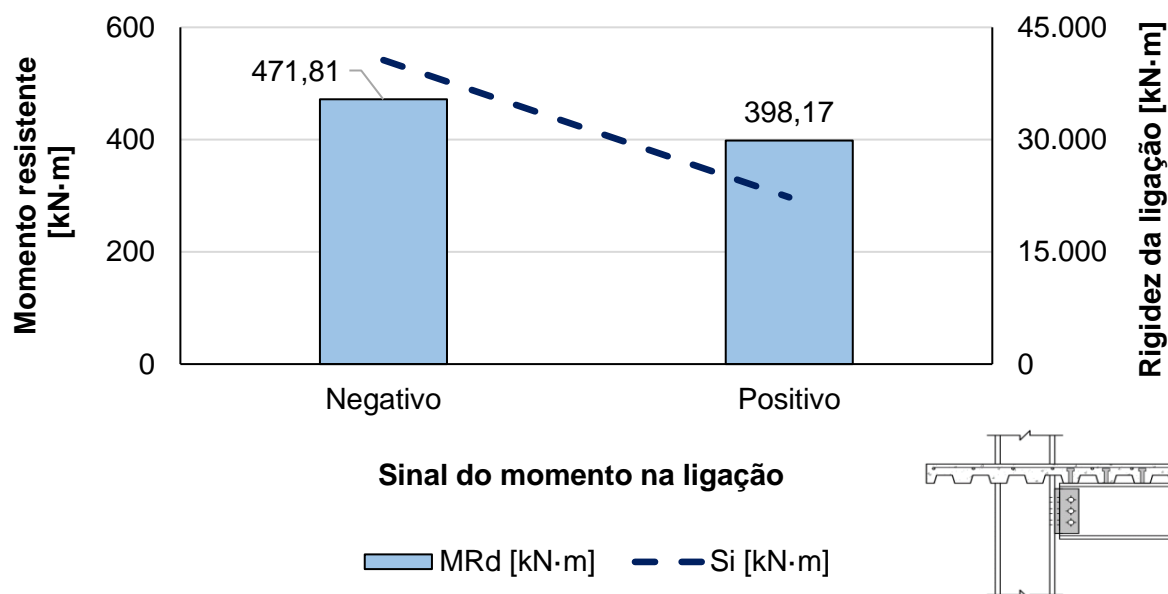
Figura 92: Influência do tipo de laje no momento resistente e na rigidez das ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma.



A Figura 92 expõe que a rigidez inicial da ligação foi influenciada significativamente pelo tipo de laje. Especificamente, o modelo com laje maciça apresentou valor de S_i 45,6% superior ao modelo com fôrma de aço incorporada. Novamente, atribui-se tal discrepância ao fato de a seção mais robusta de concreto acarretar numa menor deformabilidade e maior capacidade resistente ao momento fletor. Por sua vez, o momento resistente foi maior no modelo com laje mista, porém a diferença foi inferior a 1,5%.

A Figura 93 apresenta a influência do sentido do momento na ligação no momento resistente e na rigidez.

Figura 93: Influência do sinal do momento na ligação no momento resistente e na rigidez das ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma.

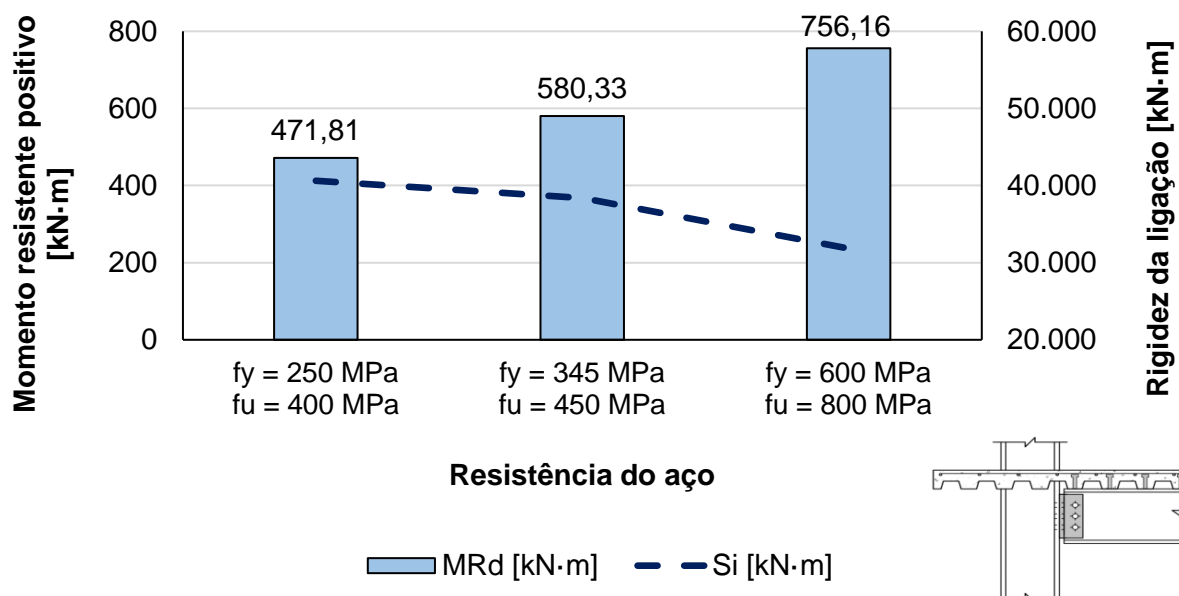


Fonte: Elaborado pelo autor.

Pela Figura 93, observa-se que o sentido do momento na ligação influenciou consideravelmente o momento resistente e a rigidez. No modelo com momento negativo e, conseqüentemente, com tração no bordo superior e compressão no bordo inferior, o momento resistente e a rigidez foram, respectivamente, 18,5% e 82,1% superiores ao modelo com momento positivo na ligação.

Já em relação à influência da resistência dos materiais, a Figura 94 apresenta a influência da resistência do aço dos perfis no momento resistente e da rigidez das ligações.

Figura 94: Influência da resistência do aço dos perfis no momento resistente e na rigidez das ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma.



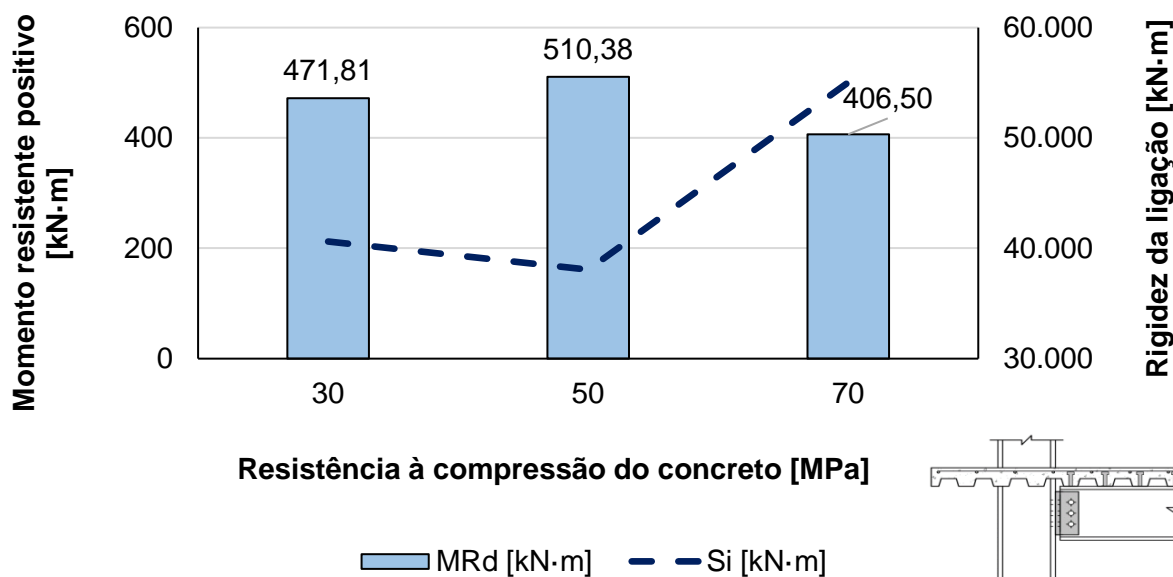
Quanto à influência da resistência do aço, o comportamento do momento resistente e da rigidez das ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma foram semelhantes aos das ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida. Pela Figura 94, verifica-se que, com o aumento da resistência do aço, o momento resistente também aumentou. Porém, a rigidez não apresentou uma relação direta com a resistência.

Entre os modelos com resistência de escoamento de 250 MPa e 345 MPa, houve um aumento de 23,0% do momento resistente e uma redução de 5,5% na rigidez. Tal comportamento justifica-se pelo fato de que, quanto maior a resistência do aço, maior é o esforço externo necessário para atingir o patamar de escoamento e, conseqüentemente, para valores iguais de carregamento externo, quanto maior a resistência do aço, menor a rotação da viga na ligação.

Por sua vez, entre os modelos com resistência de escoamento de 345 MPa e 600 MPa, houve um aumento de 30,3% do momento resistente e um aumento de 17,1% na rigidez. Vale ressaltar ainda que, dos 12 modelos com aço de resistência ao escoamento superior a 250 MPa, 5 destoaram e falharam por instabilidades no meio do vão. Tal mudança no mecanismo de falha pode ser justificada, principalmente, pelo fato de a linha neutra na seção transversal abaixar para mais próximo do bordo inferior do perfil, causando grandes variações de tensões normais no perfil.

Por fim, a Figura 95 expõe o comportamento do momento resistente e da rigidez das ligações em função da resistência à compressão do concreto.

Figura 95: Influência da resistência à compressão do concreto no momento resistente e na rigidez das ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Pela Figura 95, não é possível delinear nenhuma relação direta entre a resistência à compressão do concreto e os valores de momento resistente e rigidez inicial da ligação. Essa variabilidade é explicada principalmente pela alteração do mecanismo de falha da ligação ao se elevar a resistência à compressão do concreto.

No geral, o modelo com resistência à compressão do concreto igual a 30 MPa foi que apresentou o melhor comportamento, uma vez que apresentou valores médios de resistência e rigidez.

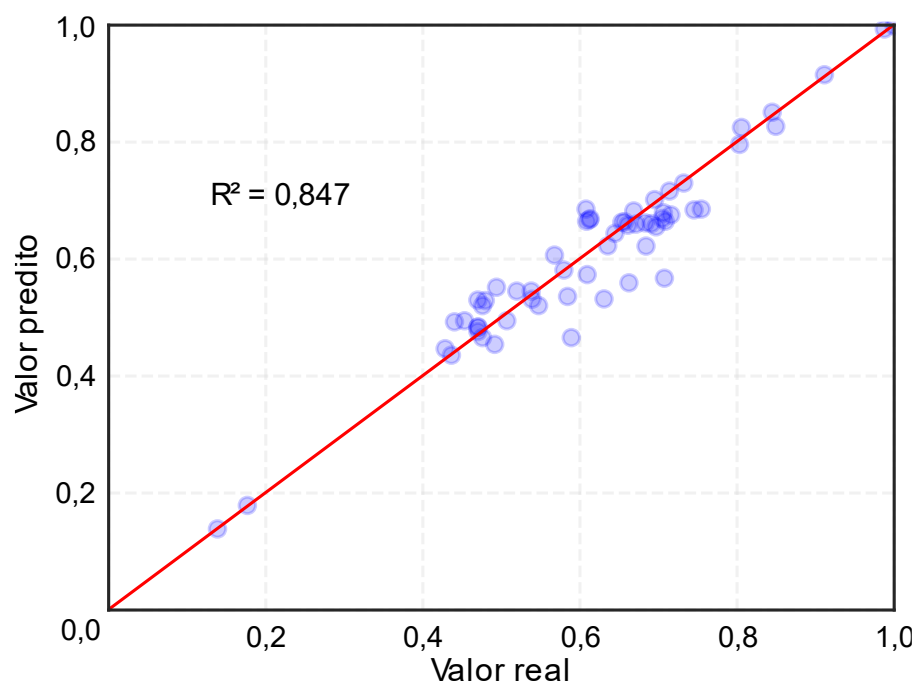
Entre os modelos com resistência à compressão do concreto de 30 e 50 MPa, o momento resistente aumentou 8,2%, enquanto a rigidez reduziu 6,3%. Já entre os modelos com resistência à compressão do concreto de 50 e 70 MPa, o momento resistente da ligação reduziu 20,4% e a rigidez aumentou 44,5%.

De forma semelhante ao observado para os modelos com aços de elevada resistência, os modelos constituídos por concreto com elevada resistência à compressão apresentaram mecanismo de falha destoando daquele que foi preponderante para cada conjunto. Dos 12 modelos com concreto diferente do C30, cinco destoaram e falharam por instabilidade da mesa da viga no meio do vão, o que se explica pela alteração da posição da linha neutra, a qual sobe para o bordo superior do perfil ou até mesmo para a laje.

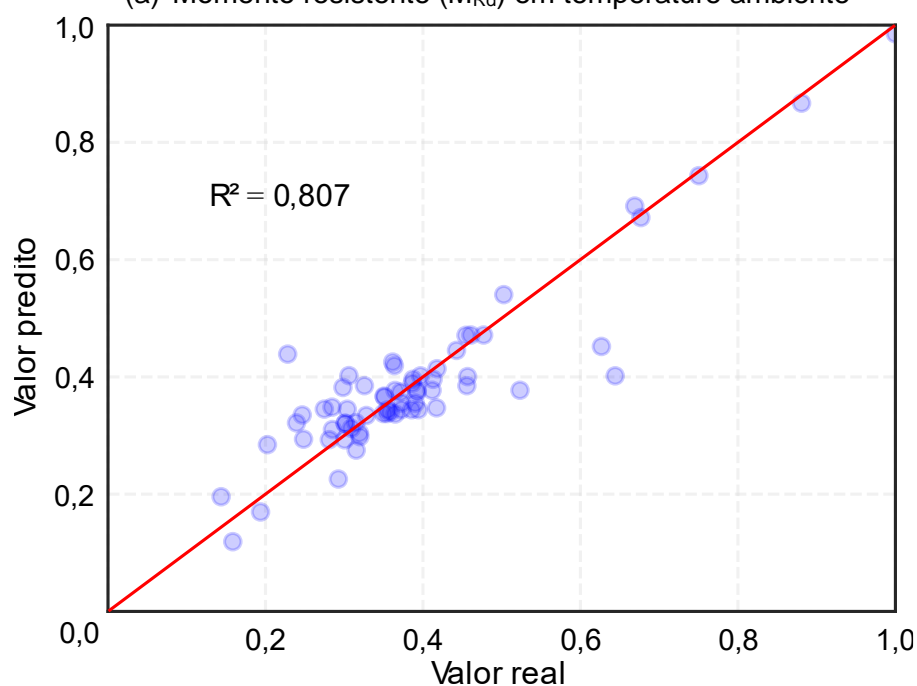
6.2.3 Redes neurais artificiais e desenvolvimento de formulações

Um procedimento análogo ao descrito em 6.1.3 foi empregado para desenvolver formulações para o cálculo do momento resistente e da rigidez inicial de ligações mistas viga-pilar com dupla cantoneira de alma. A Figura 96 ilustra o treinamento dos valores previstos para M_{Rd} e S_i em temperatura ambiente.

Figura 96: Treinamento de valores preditos de M_{Rd} e S_i para a ligação mista viga-pilar com dupla cantoneira de alma, em temperatura ambiente.



(a) Momento resistente (M_{Rd}) em temperature ambiente



(b) Rigidez inicial (S_i) em temperature ambiente

Fonte: Elaborado pelo autor.

O desempenho do treinamento da rede neural artificial (RNA) resultou em resultados satisfatórios para todas as duas condições examinadas. Os valores do coeficiente de determinação (R^2) obtidos foram de 0,847 e 0,807 para o momento resistente e para a rigidez inicial em temperatura ambiente, respectivamente. Esses altos valores de R^2 indicam uma forte correlação entre os valores previstos e os valores reais, demonstrando a precisão e confiabilidade dos modelos de RNA treinados. Os valores de R^2 abrangem toda a faixa de dados analisada no estudo, reforçando ainda mais a robustez dos modelos treinados na previsão das saídas desejadas.

As Equações (44) e (42)(45) são propostas para calcular, respectivamente, o M_{Rd} e o S_i de ligações viga-pilar mistas de aço e concreto com dupla cantoneira de alma sujeitas a momento negativo, em temperatura ambiente.

$$\frac{M_{Rd}}{840,46} = \frac{3,2032}{(1 + e^{-\beta_1})} + \frac{-2,9853}{(1 + e^{-\beta_2})} + \frac{0,4016}{(1 + e^{-\beta_3})} + 0,4416$$

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 1,6760\rho + 2,2347GI - 0,2934f_y + 3,1456f_c + 4,1922d - 0,9191t_w - 0,3208t_f + 4,1966b_f - 0,2290 \\ \beta_2 &= 2,3259\rho + 2,7573GI - 0,5940f_y + 4,7745f_c + 5,9096d - 0,4772t_w - 0,6496t_f + 5,9205b_f + 0,1876 \\ \beta_3 &= -1,1268\rho - 0,2802GI + 1,7932f_y - 0,0030f_c + 1,8104d - 6,6544t_w + 2,3300t_f + 1,8228b_f - 2,0088 \end{aligned} \quad (44)$$

$$\frac{S_i}{102,277,08} = \frac{-2,5180}{(1 + e^{-\beta_1})} + \frac{1,4281}{(1 + e^{-\beta_2})} + \frac{1,5585}{(1 + e^{-\beta_3})} + 1,07466$$

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,1981\rho - 0,3817GI + 0,2075f_y - 0,3811f_c + 0,9339d - 1,8887t_w + 0,7358t_f + 0,7834b_f - 3,8902 \\ \beta_2 &= -2,6500\rho - 7,1381GI - 0,4560f_y + 3,0949f_c - 6,6266d + 2,3812t_w - 0,6075t_f - 6,7934b_f - 1,6652 \\ \beta_3 &= 1,6837\rho + 2,7950GI + 0,2694f_y - 1,3008f_c + 3,5252d - 1,0616t_w + 2,4709t_f + 3,4966b_f + 2,4955 \end{aligned} \quad (45)$$

Em que M_{Rd} é o momento resistente em kN·m, S_i é a rigidez inicial da ligação em kN·m, ρ é a taxa de armadura longitudinal negativa em porcentagem, GI é o grau de interação aço-concreto em porcentagem, f_y é a resistência de escoamento do aço em MPa, f_c é a resistência à compressão do concreto em MPa e t_w , t_f , d e b_f são, respectivamente, a espessura da alma do pilar, a espessura da mesa do pilar, a altura da seção transversal do pilar e a largura da mesa do pilar, em milímetros.

6.3 LIGAÇÕES VIGA-VIGA COM CHAPA DE ALMA E ASSENTO

Primeiramente faz-se importante ressaltar que, embora não tenham sido verificados resultados experimentais de ligações viga-viga, foi utilizada a mesma metodologia para a modelagem em todas as etapas (criação das partes, atribuição das seções e materiais, malha, vinculação e aplicação de deslocamento). Como tal metodologia acarretou em resultados

numéricos com boa concordância com os experimentais, por conta da similaridade entres os modelos, atribui-se confiabilidade aos modelos de ligações viga-viga.

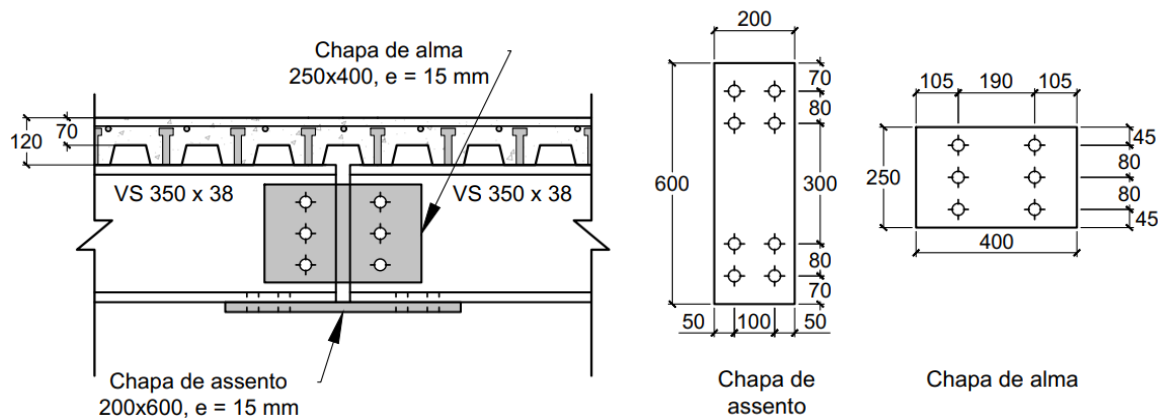
Para as ligações viga-viga com chapa de alma e assento, a parametrização teve somente 17 modelos, uma vez que não houve a variação dos conjuntos pilar-viga, já que tais ligações não possuem pilares. Por esse motivo, a presente seção, diferentemente das seções 6.1 e 6.2, apresenta somente a influência das variáveis paramétricas no comportamento da ligação viga-viga.

Na análise paramétrica das ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma, considerou-se:

- Chapa de alma com 250 mm de largura, 400 mm de comprimento e 15 mm de espessura;
- 6 furos com diâmetro de 32 mm na chapa de alma, divididos em duas colunas. Distância horizontal entre as colunas de 190 mm e distância vertical entre furos de 80 mm. Foi previsto uma folga de 2 mm entre o diâmetro do furo e o diâmetro do parafuso. Além disso, o balanço dos furos admitido foi de 89 mm na horizontal e 29 mm na vertical;
- Chapa de assento com 200 mm de largura, 600 mm de comprimento e 15 mm de espessura;
- 8 furos com diâmetro de 32 mm na chapa de alma, sendo 4 em cada extremidade. Foi previsto uma folga de 2 mm entre o diâmetro do furo e o diâmetro do parafuso;
- Parafusos M30 em cada furo;
- Laje mista com forma de aço incorporada com altura total de 120 mm, sendo 70 mm a altura da capa. No modelo com laje maciça, considerou-se espessura de 120 mm;
- Espaçamento de 25 mm entre as extremidades das vigas conectadas.

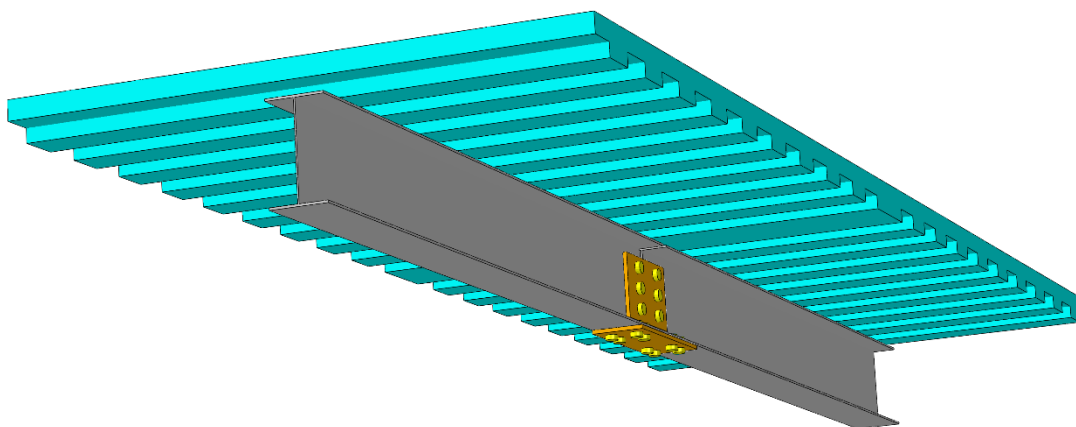
A Figura 97 ilustra tais dimensões. Por sua vez, a Figura 98 apresenta um dos modelos numéricos ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma.

Figura 97: Dimensões das ligações viga-viga com chapa de alma e de assento. Dimensões em milímetros.

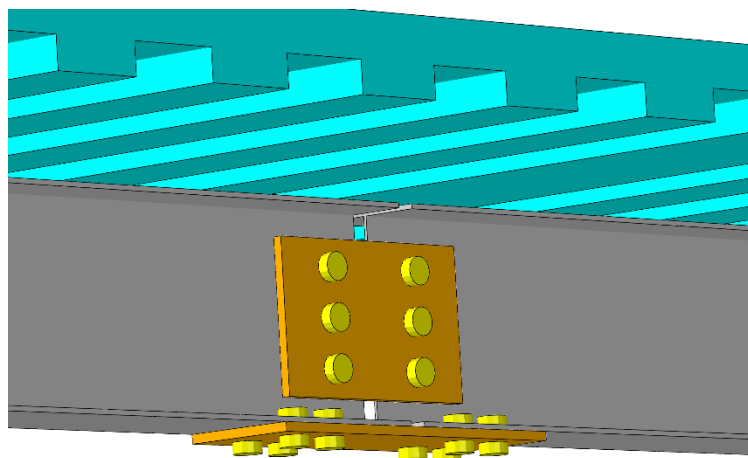


Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 98: Modelo numérico de ligação viga-viga com chapa de alma e de assento: (a) visão geral e (b) detalhe da região da ligação.



(a)



(b)

Fonte: Elaborado pelo autor.

6.3.1 Influência das variáveis paramétricas em temperatura ambiente

O Quadro 42 apresenta os valores do momento resistente e da rigidez inicial dos 17 modelos de ligação viga-viga com chapa de alma e de assento.

Quadro 42: Valores do momento resistente e da rigidez inicial das ligações viga-viga com chapa de alma e de assento.

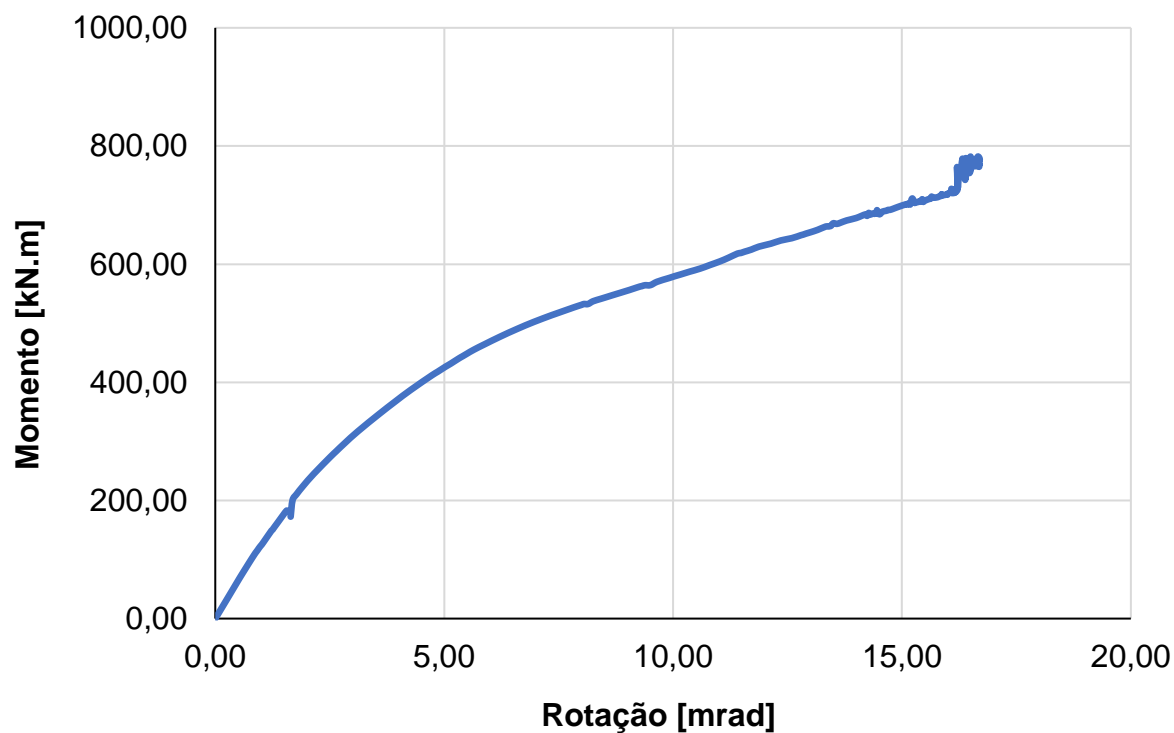
#	Taxa de armadura	Grau de interação	Tipo de laje	Momento na ligação	Resistências do aço [MPa]	Resistência à compressão do concreto [MPa]	M_{Rd} [kN·m]	S_i [kN·m]
1	0,50%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	1.767,6	1.406.743,0
2	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	1.382,7	1.623.713,5
3	1,00%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	1.810,3	1.405.446,8
4	1,25%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	1.771,8	1.444.914,3
5	0,75%	50,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	1.840,1	1.536.752,8
6	0,75%	75,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	1.717,8	1.474.591,1
7	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	1.382,7	1.623.713,5
8	0,75%	100,00%	Maciça	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	1.900,0	1.800.000,0
9	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	1.382,7	1.406.743,0
10	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	1.382,7	1.623.713,5
11	0,75%	100,00%	Mista	Positivo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	1.274,7	2.586.233,4
12	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	1.382,7	1.623.713,5
13	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 345$ $f_u = 450$	30	1.480,0	1.753.713,5
14	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 600$ $f_u = 800$	30	1.933,0	1.866.980,1
15	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	1.382,7	1.623.713,5
16	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	50	1.684,4	1.655.526,3
17	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	70	1.750,0	1.680.000,0
Variável default								

Fonte: Elaborado pelo autor.

Dos 17 modelos, 16 falharam por flambagem local da mesa das vigas na região da ligação. O único modelo cujo mecanismo de falha destoou foi o sujeito à momento negativo, o qual apresentou escoamento da armadura negativa e dano excessivo da laje na região da ligação, o que pode ser explicado pelo fato de o concreto possuir baixa resistência à tração e o momento negativo ocasionar esforços de tração no concreto e esforços de compressão na viga de aço. Além disso, pelos critérios de classificação de ligações com base na rigidez, estabelecido pela NBR 8800 (ABNT, 2008), todos os modelos foram classificados como rígidos.

A Figura 99 apresenta a curva momento-rotação do modelo com valores *default* (vide Quadro 34) das variáveis paramétricas (Modelo 2).

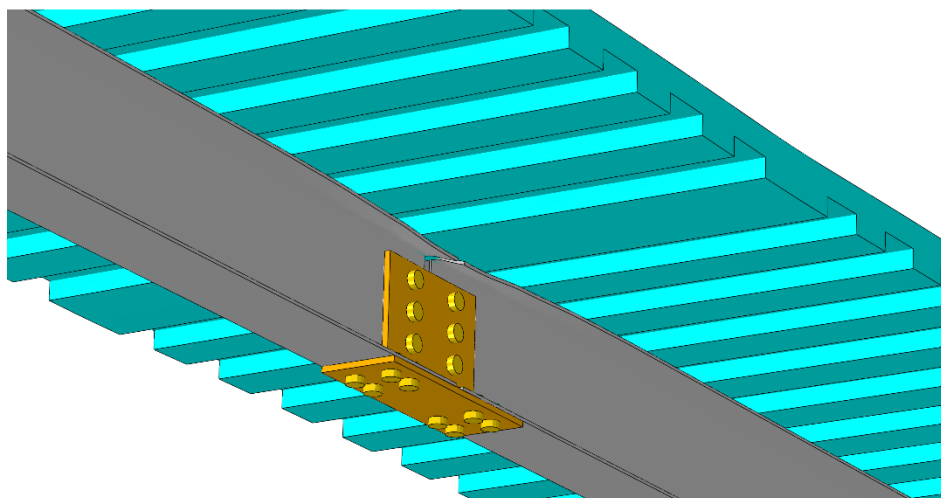
Figura 99: Curva momento-rotação do Modelo 2 de ligação mista viga-viga com chapa de alma e de assento, em temperatura ambiente.



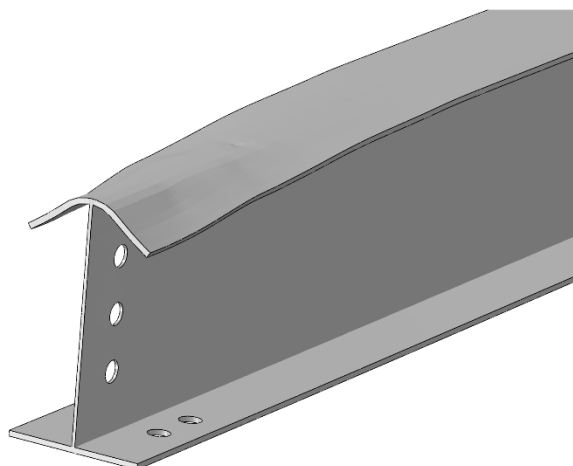
Fonte: Elaborado pelo autor.

A Figura 73 ilustra os principais mecanismos de falha observados nos modelos de ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida.

Figura 100: Principais mecanismos de falha observados nos modelos de ligações mista viga-viga com chapa de alma e de assento, em temperatura ambiente.



Flambagem local da mesa da viga na região da ligação

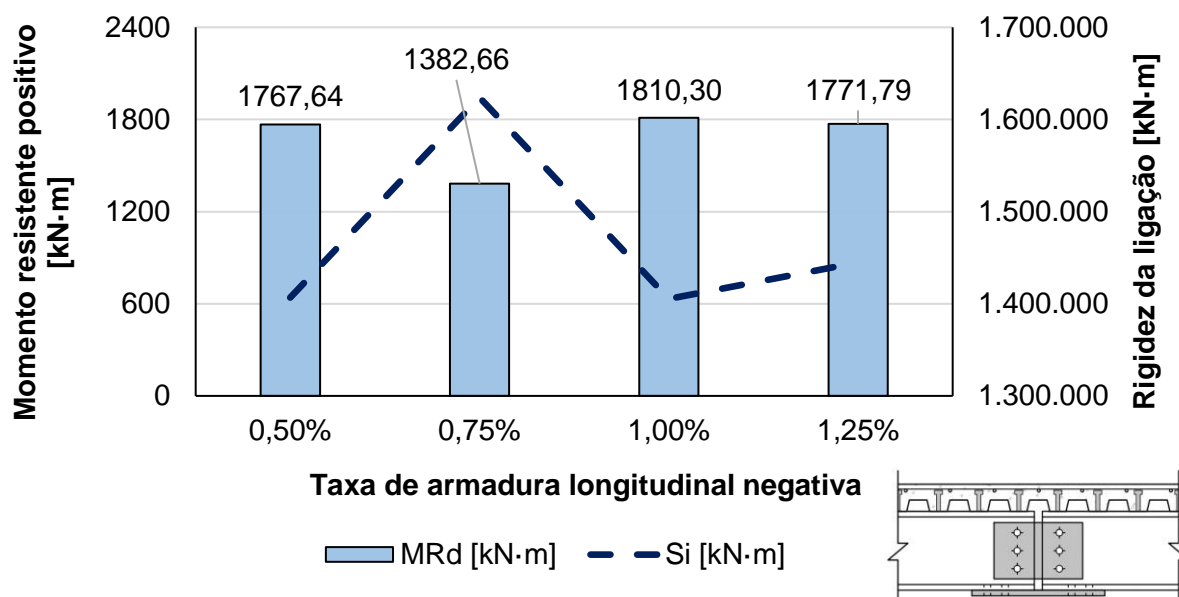


Detalhe da ocorrência da flambagem local de mesa da viga (fator de escala 1:10)

Fonte: Elaborado pelo autor.

A Figura 101 apresenta a influência da taxa de armadura negativa no momento resistente e na rigidez das ligações.

Figura 101: Influência da taxa de armadura negativa no momento resistente e na rigidez das ligações viga-viga com chapa de alma e de assento.

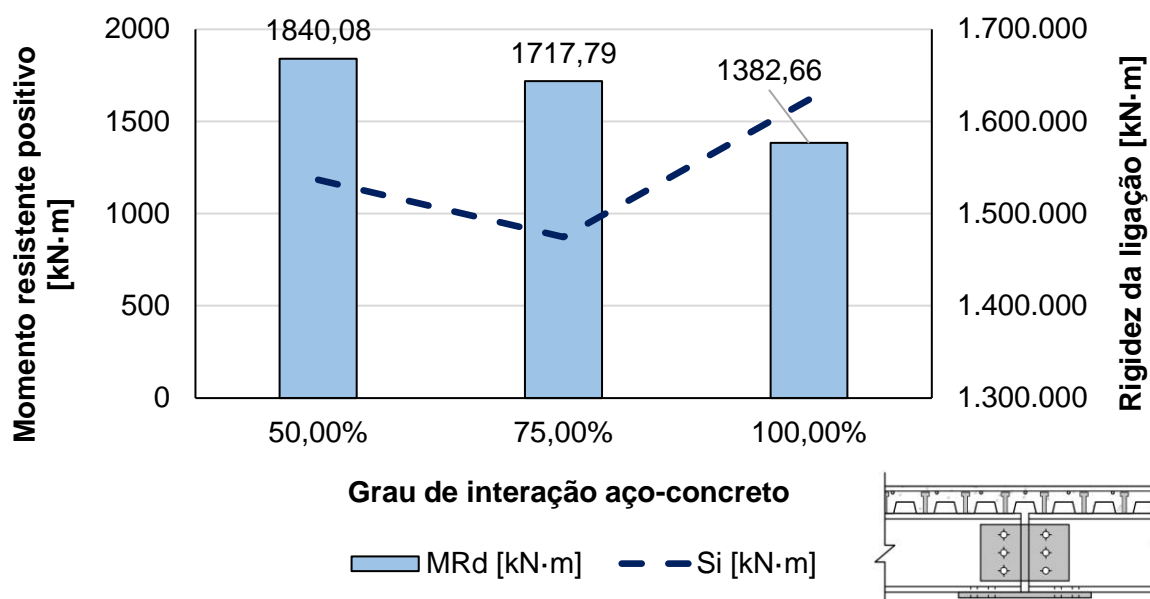


Fonte: Elaborado pelo autor.

Pela Figura 101, não é possível delinear nenhum comportamento direto entre o momento resistente da ligação e a rigidez inicial e a taxa de armadura negativa na laje. Similarmente ao observado na seção 6.2.1, o modelo com taxa de armadura negativa igual a 0,75% foi aquele que apresentou o menor momento resistente (1.382,66 kN·m). A diferença foi de 30,9% em relação ao modelo com taxa de aço de 1,00%, o qual resultou no maior momento resistente (1.810,30 kN·m). Em contrapartida, o modelo com taxa de aço de 0,75% foi o que apresentou a maior rigidez inicial. Seu valor foi 15,4%, 15,3% e 12,4% superior, respectivamente, em relação aos modelos com taxas de 0,50%, 1,00% e 1,25%.

Por sua vez, a Figura 102 ilustra a influência do grau de interação aço-concreto no momento resistente e na rigidez das ligações.

Figura 102: Influência do grau de interação aço-concreto no momento resistente e na rigidez das ligações viga-viga com chapa de alma e de assento.



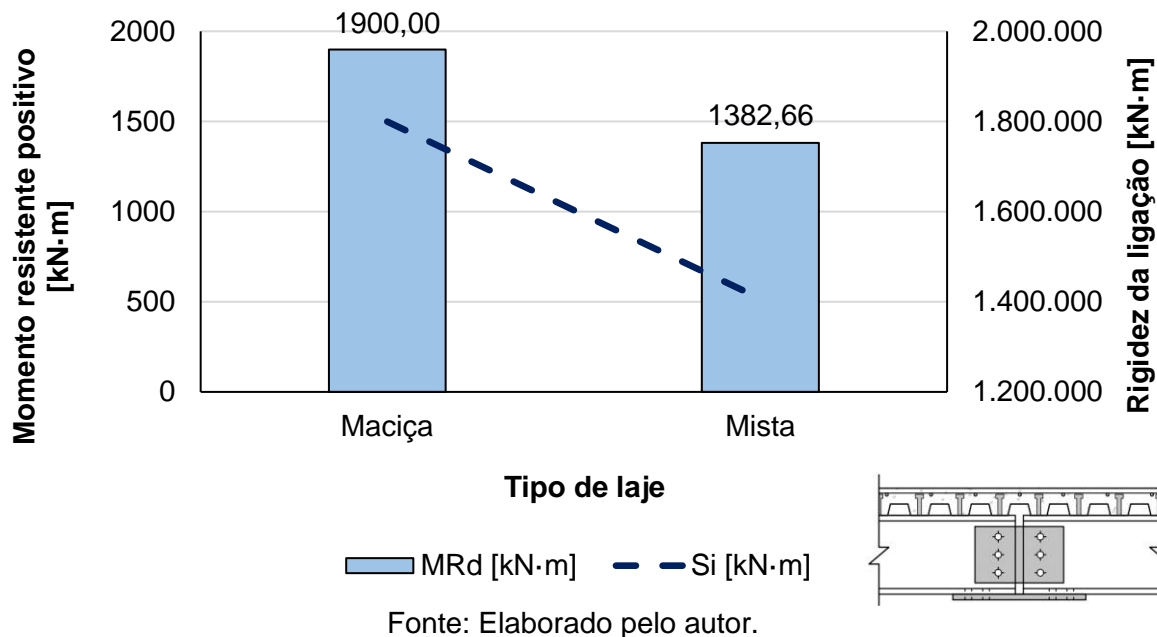
Pela Figura 91, diferentemente daquilo que foi observado para as ligações viga-pilar estudadas nesse trabalho, observa-se que, quanto maior o grau de interação aço-concreto, menores foram os valores da capacidade resistente ao momento fletor da ligação. Em relação aos modelos com GI de 50% e 75%, o modelo com GI de 100% apresentou reduções no valor de M_{Rd} de 24,9% e 19,5%, respectivamente.

A ligação viga-viga analisada nesse trabalho é muito rígida e, portanto, apresenta baixa rotação. Ao considerar uma associação viga-laje mais flexível, a ligação também permitiu maior capacidade de rotação e, com isso, para interações parciais, o momento resistente foi maior.

Quanto à rigidez inicial, o modelo com maior grau de interação completa foi aquele que apresentou maior rigidez com valores superiores 5,7% e 10,1% superiores em relação aos modelos com interação parcial com GI de 50% e 75%, respectivamente.

A Figura 103 apresenta o comportamento do momento resistente e na rigidez das ligações em função do tipo de laje.

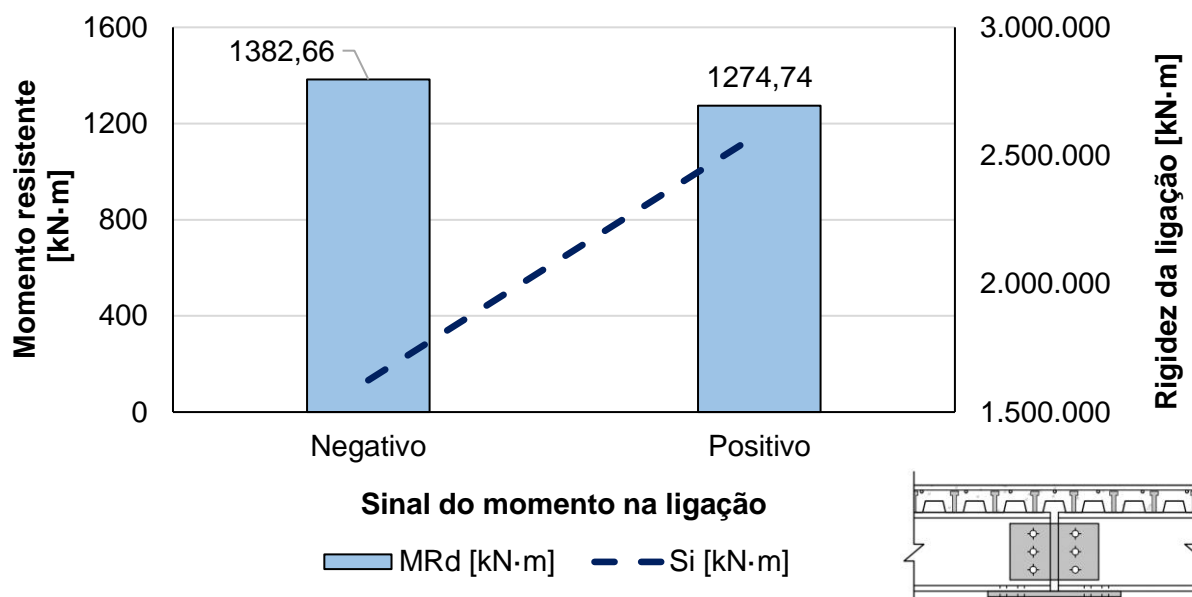
Figura 103: Influência do tipo de laje no momento resistente e na rigidez das ligações viga-viga com chapa de alma e de assento.



Assim como observado nas seções 6.1.2 e 6.2.2, a Figura 103 demonstra que tanto o momento resistente quanto a rigidez inicial da ligação foram influenciados significativamente pelo tipo de laje. Especificamente, o modelo com laje maciça apresentou M_{Rd} e S_i com valores 37,4% e 28,0% superiores, respectivamente, ao modelo com fôrma de aço incorporada. Mais uma vez, tal diferença é justificada pelo fato de a seção mais robusta de concreto acarretar numa menor deformabilidade e maior capacidade resistente ao momento fletor.

A Figura 104 apresenta a influência do sentido do momento na ligação no momento resistente e na rigidez.

Figura 104: Influência do sinal do momento na ligação no momento resistente e na rigidez das ligações viga-viga com chapa de alma e de assento.

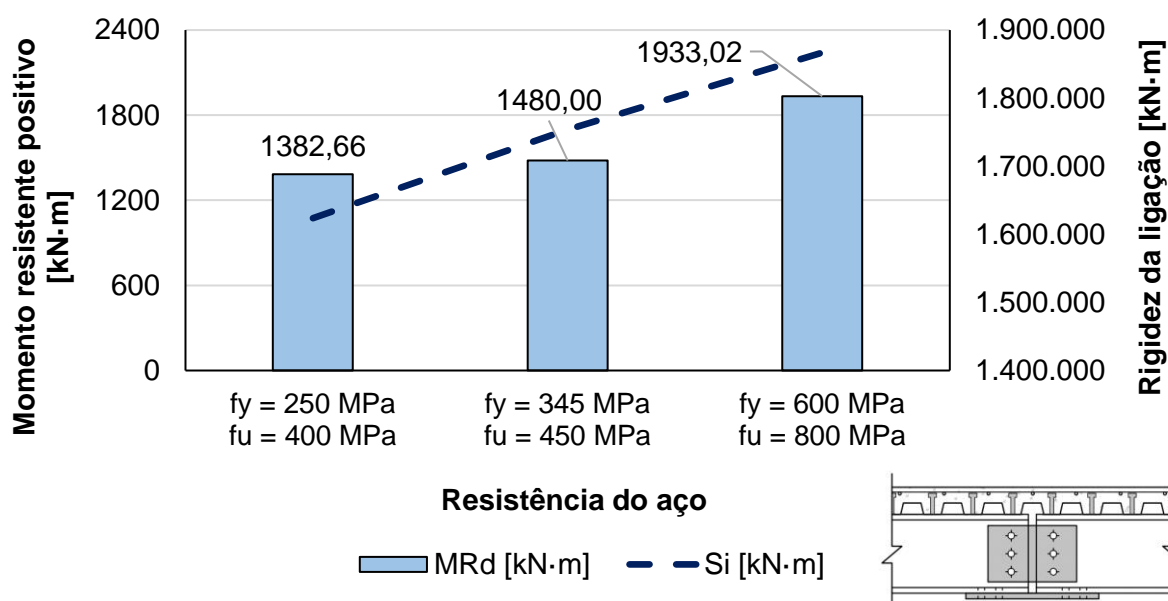


Fonte: Elaborado pelo autor.

Pela Figura 104, observa-se que o sentido do momento na ligação influenciou consideravelmente o momento resistente e a rigidez. No modelo em que a ligação estava sujeita a um momento negativo, o momento resistente foi 8,5% superior, enquanto a rigidez foi 37,2% inferior. No geral, a ligação viga-viga estudada apresentou elevados valores de momento resistente, independentemente da orientação do momento na ligação. Especificamente para o momento positivo, a compressão no perfil de aço favoreceu a ocorrência da instabilidade no perfil de aço.

Já em relação à influência da resistência dos materiais, a Figura 105 apresenta a influência da resistência do aço dos perfis no momento resistente e da rigidez das ligações.

Figura 105: Influência da resistência do aço dos perfis no momento resistente e na rigidez das ligações viga-viga com chapa de alma e de assento.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Quanto à influência da resistência do aço, diferentemente dos modelos de ligações viga-pilar, a capacidade resistente ao momento fletor e a rigidez inicial da ligação apresentaram relação direta com a resistência do aço.

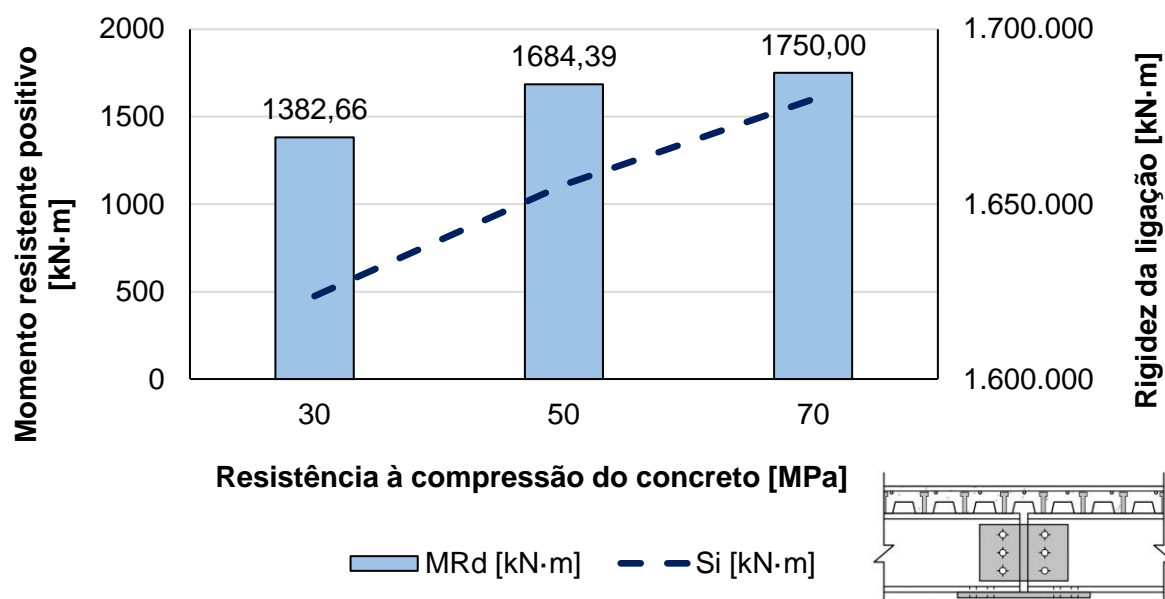
Entre os modelos com resistências 250 MPa e 345 MPa, um aumento de 38% na resistência ao escoamento acarretou em aumentos de 7,0% e 8,0% no momento resistente e na rigidez inicial da ligação, respectivamente.

Por sua vez, entre os modelos com resistência de escoamento de 345 MPa e 600 MPa, um aumento de 73,9% na resistência ao escoamento provocou aumentos de 30,6% e 6,5% no momento resistente e na rigidez inicial da ligação, respectivamente.

Considerando toda a amplitude, um aumento de 140% na resistência ao escoamento provocou variações diretas de 39,8% no momento resistente da ligação e de 15,0% na rigidez inicial.

Por fim, a Figura 106 expõe o comportamento do momento resistente e da rigidez das ligações em função da resistência à compressão do concreto.

Figura 106: Influência da resistência à compressão do concreto no momento resistente e na rigidez das ligações viga-viga com chapa de alma e de assento.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Pela Figura 106, similarmente ao observado para a variação da resistência do aço, notou-se uma relação direta entre a variação da resistência à compressão do concreto e os valores de momento resistente e rigidez inicial da ligação.

A variação mais expressiva ocorreu entre os modelos com concretos com resistências à compressão de 30 e 50 MPa. Entre eles, o momento resistente aumentou 21,8%, enquanto a rigidez reduziu 2,0%. Já entre os modelos com resistência à compressão do concreto de 50 e 70 MPa, o momento resistente da ligação aumentou 3,9% e a rigidez inicial aumentou 1,5%.

Portanto, nota-se que o parâmetro mais influenciado foi o momento resistente. Embora a rigidez tenha aumentado com a utilização de concretos com maior resistência, a variação foi pouco expressiva (inferior a 3,5%, mesmo considerando toda a amplitude de resultados).

6.4 COMPARAÇÃO ENTRE AS LIGAÇÕES ESTUDADAS EM TEMPERATURA AMBIENTE

Comparando os tipos de ligações estudadas no presente trabalho, verifica-se que as ligações viga-pilar com chapa de extremidade apresentaram valores de momento resistente um pouco superior aos das ligações com dupla cantoneira de alma. Quantitativamente, o M_{Rd} das ligações viga-pilar com chapa de extremidade foi, em média, 16,1% superior ao das ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma. Porém, a rigidez inicial das ligações viga-pilar com chapa de extremidade foi, em média, 110% superior. Em outras palavras, embora a

capacidade resistente ao momento fletor tenha sido próxima, a chapa de extremidade proporciona uma rigidez muito superior à conexão por dupla cantoneira de alma.

Quanto à classificação das ligações com base na rigidez, segundo os critérios da NBR 8800 (ABNT, 2008), 72,5% (74 de 102) dos modelos de ligações viga-pilar, mistas de aço e concreto, com chapa de extremidade foram classificados como semirrígidos, enquanto 27,5% (28 de 102) dos modelos foram classificados como rígidos. Já nas ligações viga-pilar, mistas de aço e concreto, com dupla cantoneira de alma, 95,1% (97 de 102) dos modelos foram classificados como semirrígidos, enquanto apenas 4,9% (5 de 102) foram classificados como rígidos. Todos os modelos de ligações viga-viga, mistas de aço e concreto, com chapa de alma e de assento, foram classificados como rígidos.

Por fim, as ligações viga-viga, mistas de aço e concreto, com chapa de alma e de assento, apresentaram elevados valores tanto de momento resistente quanto de rigidez inicial.

Comparando com as ligações viga-pilar com chapa de extremidade e com dupla cantoneira de alma, o valor médio de M_{Rd} foram, respectivamente, 209,3% e 228,7% superior. Já rigidez inicial foi 1.631% e 4.200% superior, respectivamente.

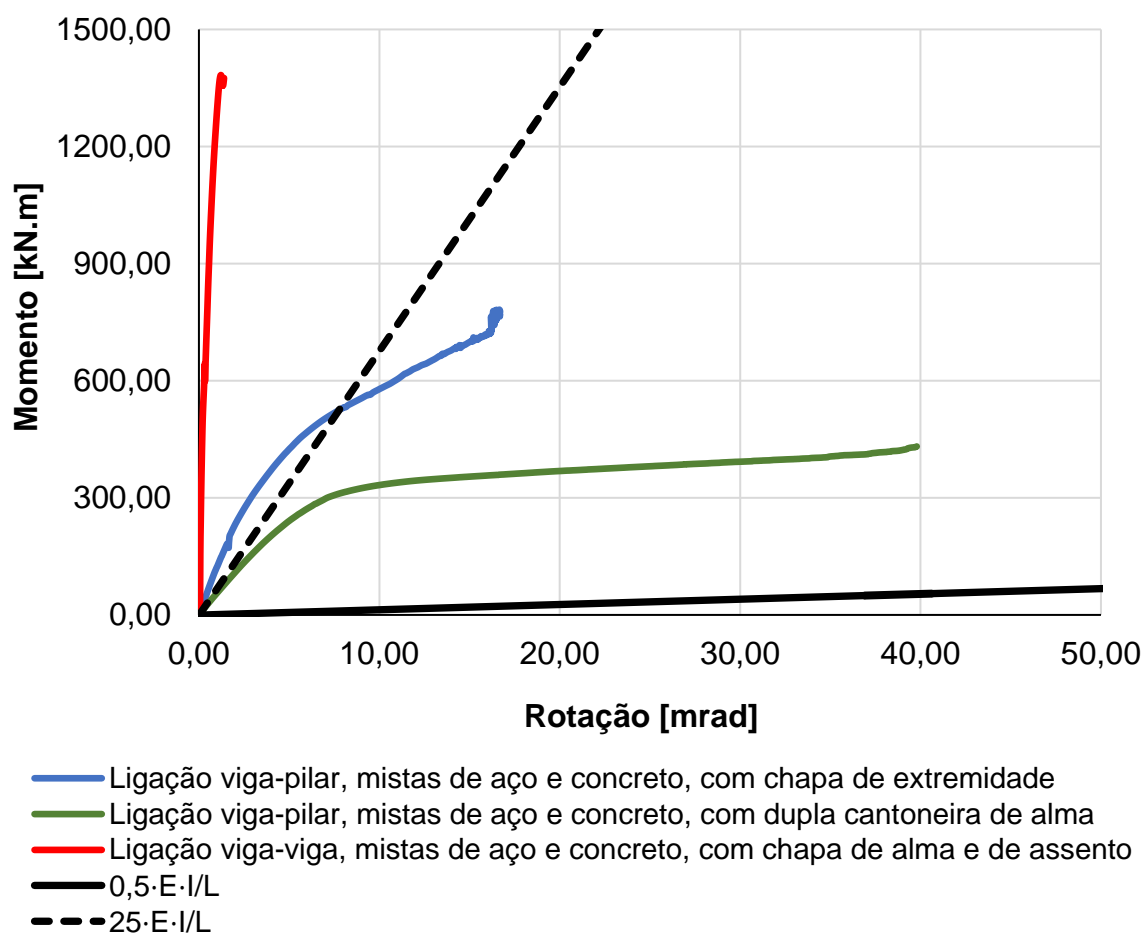
O Quadro 43 detalha os valores médios do momento fletor resistente e da rigidez inicial dos tipos de ligação estudados. Por sua vez, a Figura 107 compara, para os tipos de ligação, a curva momento-rotação do modelo 2, do conjunto 1 (quando aplicável).

Quadro 43: Valores médios do momento fletor resistente e da rigidez inicial dos tipos de ligação estudados.

Tipo de ligação	Valores médios	
	M_{Rd} [kN·m]	S_i [kN·m]
Ligações viga-pilar, mistas de aço e concreto, com chapa de extremidade	517,75	95.599,51
Ligações viga-pilar, mistas de aço e concreto, com dupla cantoneira de alma	487,29	38.485,11
Ligações viga-viga, mistas de aço e concreto, com chapa de alma e de assento	1.601,51	1.655.071,30

Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 107: Comparação, para os tipos de ligação estudados, da curva momento-rotação do modelo 2, em temperatura ambiente.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Em suma, comparando as ligações estudadas, as vigas-pilares com chapa de extremidade e dupla cantoneira de alma têm momentos resistentes próximos. A chapa de extremidade apresenta rigidez inicial muito superior à dupla cantoneira de alma. Segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), a maioria das ligações com chapa de extremidade e com dupla cantoneira de alma é classificada como semirrígida. Ademais, as ligações mistas viga-viga com chapa de alma e de assento apresentaram momentos resistentes e rigidez inicial muito elevados em comparação com as outras ligações estudadas.

7. ANÁLISE DE LIGAÇÕES EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Tanto em temperatura ambiente quanto em situação de incêndio, dois tipos de ligações viga-pilar, mistas de aço e concreto, foram estudadas: ligações com chapa de extremidade não estendida; ligações com dupla cantoneira de alma. Além deles, também foi estudado o comportamento de ligações viga-viga, mistas de aço e concreto. Os resultados de tais ligações em situação de incêndio estão apresentados nas seções 7.1 a 7.3, respectivamente.

Para realizar tais análises, foram utilizadas as mesmas geometrias e parametrizações descritas nas Seções 5.3 e 6. Enquanto a Seção 6 apresentou os resultados de modelos estruturais, a presente seção apresenta, para os mesmos modelos, os resultados dos respectivos modelos térmicos e termoestruturais.

Ademais, vale ressaltar que a rigidez da ligação não é constante durante o incêndio. Embora o carregamento de serviço tenha sido admitido como constante, a expansão térmica bem como a degradação dos materiais e a consequente redistribuição de esforços provocam alterações na rigidez.

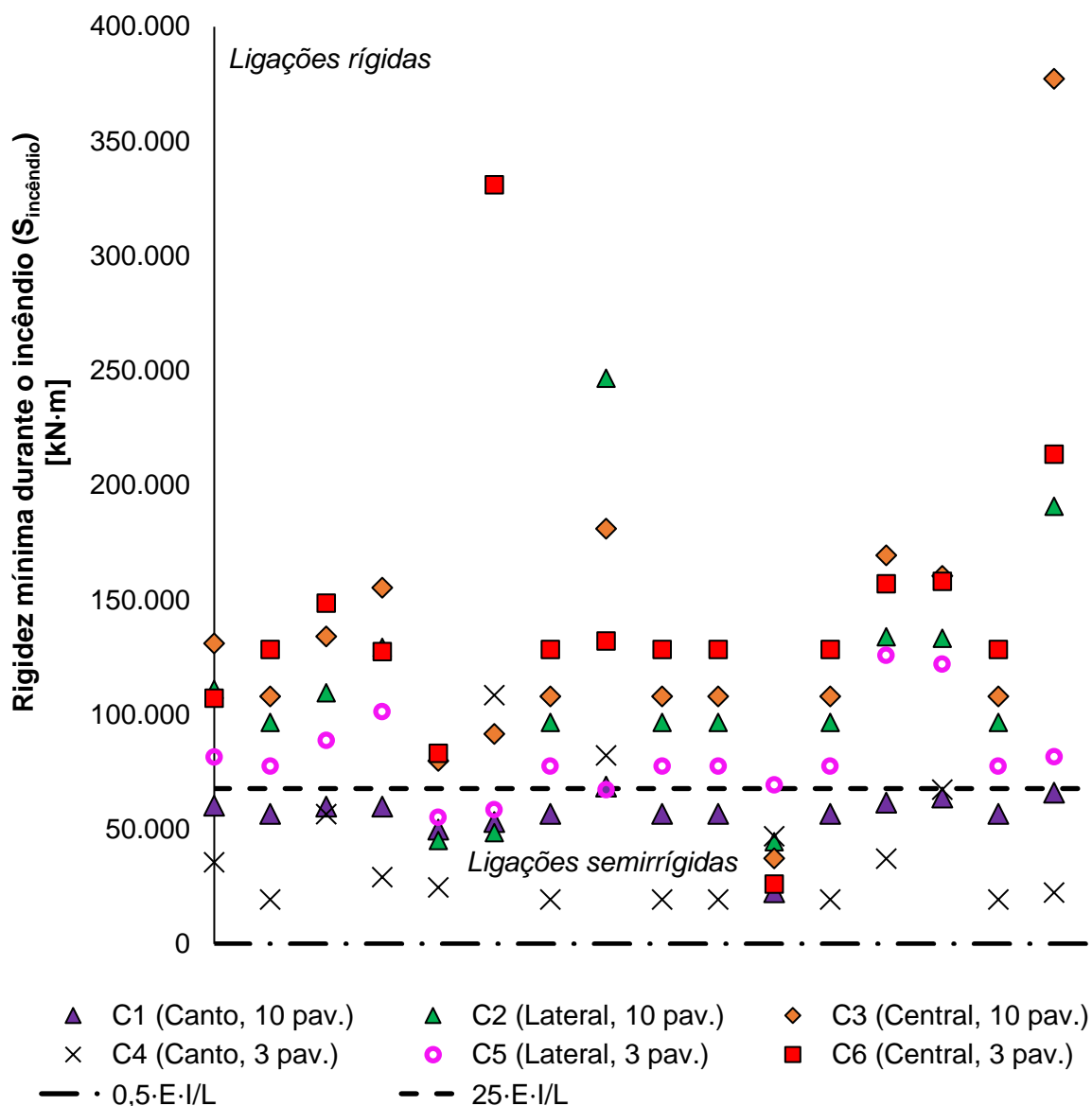
Nas análises do presente capítulo, foi determinada a rigidez mínima durante o incêndio. Para tanto, considerou-se a maior rotação apresentada pela estrutura e os procedimentos descritos no Capítulo 2. Além disso, assim como organizado no Capítulo 6, a presente seção apresenta, separadamente, uma análise global da parametrização em situação de incêndio, a qual visa apresentar a influência da posição do pilar na estrutura e do seu perfil no comportamento das ligações; e a influência das variáveis paramétricas no momento resistente e na rigidez inicial das ligações.

7.1 LIGAÇÕES VIGA-PILAR COM CHAPA DE EXTREMIDADE NÃO ESTENDIDA

7.1.1 *Análise global da parametrização em situação de incêndio*

A Figura 108 apresenta a distribuição, por conjunto de modelos de ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida, da rigidez mínima verificada durante o incêndio.

Figura 108: Distribuição, por conjunto, da rigidez mínima durante o incêndio dos modelos de ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida.



Fonte: Elaborado pelo autor.

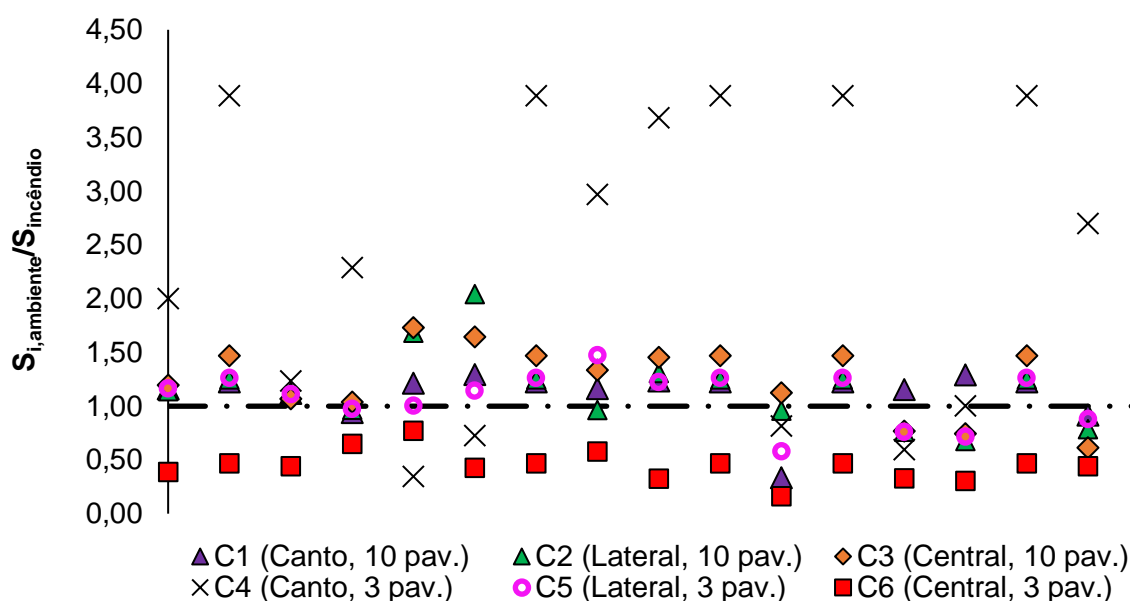
Novamente, nota-se que os perfis utilizados nos pilares, juntamente com a posição destes na estrutura, exerceram influência significativa no comportamento da ligação, alterando, inclusive, os mecanismos de falha.

Dentre os conjuntos analisados, aquele que apresentou a maior rigidez em situação de incêndio foram os conjuntos C3 e C6, os quais representam ligações de pilares centrais. Em contrapartida, os conjuntos C1 e C4, representativos de ligações em pilares de canto, apresentaram os menores valores de rigidez em situação de incêndio. Tal comportamento justifica-se pelo fato de os pilares centrais terem sido representados com modelos cruciformes, isto é, com vigas conectadas ao pilar em duas faces opostas, simetricamente. Vale ressaltar que o incêndio (aquecimento das faces da viga) também foi considerado

simétrico. Nesses modelos, possivelmente por conta da simetria de cargas, a rotação foi baixa.

Acerca da variação da rigidez, em relação aos valores verificados em temperatura ambiente, a Figura 109 apresenta a distribuição, por conjunto de modelos de ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida, do quociente entre as rijezas em temperatura ambiente e em situação de incêndio.

Figura 109: Distribuição, por conjunto de modelos de ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida, do quociente entre as rijezas em temperatura ambiente e em situação de incêndio.



Pela Figura 109, observa-se que, com exceção do Conjunto C6, todos os outros conjuntos apresentaram rigidez em temperatura ambiente superior à rigidez mínima verificada durante o incêndio. A maior variação ocorreu no conjunto C4, o qual apresentou rigidez em temperatura ambiente cerca de 87,9% superior à rigidez durante o incêndio. Por sua vez, o Conjunto C6 apresentou rigidez durante o incêndio 110,8% inferior à verificada em temperatura ambiente. Isso explica-se pelo fato de os modelos do conjunto C6 terem apresentado uma baixa rotação ao longo do incêndio.

Quanto ao mecanismo de falha, dos 102 modelos, 98 (96,1%) falharam por escoamento excessivo dos parafusos da ligação (deformação última superior a 10%). Outros 4 falharam por escorregamento entre a laje de concreto e a viga de aço. Tal fenômeno provocou, como consequência, dano excessivo da laje na região dos conectores.

Ademais, considerando os critérios de classificação de ligações da NBR 8800 (ABNT, 2008), dos 102 modelos analisados, nenhum foi classificado como flexível, 39 foram classificados como semirrígidos e 63 como rígidos.

O Quadro 44 detalha, para cada conjunto, os valores médios da rigidez mínima em situação de incêndio ($S_{\text{incêndio}}$), da rigidez inicial em temperatura ambiente ($S_{i,\text{ambiente}}$) e da variação total da rotação da viga durante o incêndio ($\sum\Delta\theta$). Já o Quadro 45 apresenta, para cada conjunto, a distribuição de classificação das ligações com base na rigidez mínima durante o incêndio.

Quadro 44: Valores médios da rigidez mínima em situação de incêndio, da rigidez inicial em temperatura ambiente e da variação total da rotação da viga durante o incêndio dos modelos de ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida.

Conjunto	Posição do pilar	Perfil do pilar	Valores médios			
			$S_{\text{incêndio}}$ [kN·m]	$S_{i,\text{ambiente}}$ [kN·m]	$S_{i,\text{ambiente}}/S_{\text{incêndio}}$	$\sum\Delta\theta$ [mrad]
C1	Canto	CS 350 x 144	57244,64	66830,77	1,17	0,70
C2	Lateral	CS 450 x 280	110981,64	117456,47	1,06	0,66
C3	Central	CS 600 x 546	145252,22	159664,30	1,10	0,37
C4	Canto	CS 250 x 49	39027,27	73327,06	1,88	0,89
C5	Lateral	CS 300 x 92	82154,91	88146,62	1,07	0,37
C6	Central	CS 400 x 155	143693,04	68171,87	0,47	0,46
Total			96392,28	95599,51	1,13	0,57

Fonte: Elaborado pelo autor.

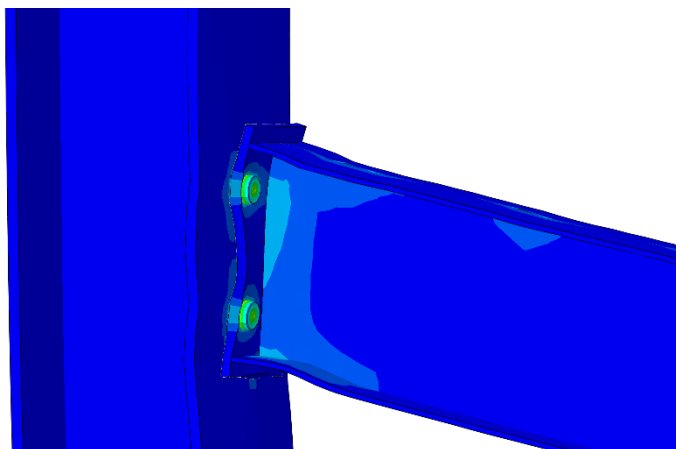
Quadro 45: Distribuição de classificação das ligações, em temperatura ambiente e em situação de incêndio, com base na rigidez dos modelos de ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida.

Conjunto	Posição do pilar	Perfil do pilar	Temperatura ambiente		Situação de incêndio	
			Ligações semirrígidas	Ligações rígidas	Ligações semirrígidas	Ligações rígidas
C1	Canto	CS 350 x 144	5	12	16	1
C2	Lateral	CS 450 x 280	1	16	3	14
C3	Central	CS 600 x 546	1	16	1	16
C4	Canto	CS 250 x 49	6	11	15	2
C5	Lateral	CS 300 x 92	3	14	3	14
C6	Central	CS 400 x 155	12	5	1	16

Fonte: Elaborado pelo autor.

A Figura 110 ilustra os principais mecanismos de falha observados nos modelos de ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida.

Figura 110: Principal mecanismo de falha observado nos modelos de ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida em situação de incêndio.



Fonte: Elaborado pelo autor.

7.1.2 Influência das variáveis paramétricas em situação de incêndio

Com o objetivo de investigar a influência das variáveis paramétricas no comportamento das ligações em situação de incêndio, foram calculados, para cada modelo, os valores médios da rigidez em situação de incêndio e da variação total da rotação da viga durante o incêndio. Tal procedimento foi realizado visando uniformizar as dispersões devido à variação dos conjuntos. O Quadro 46 apresenta os resultados.

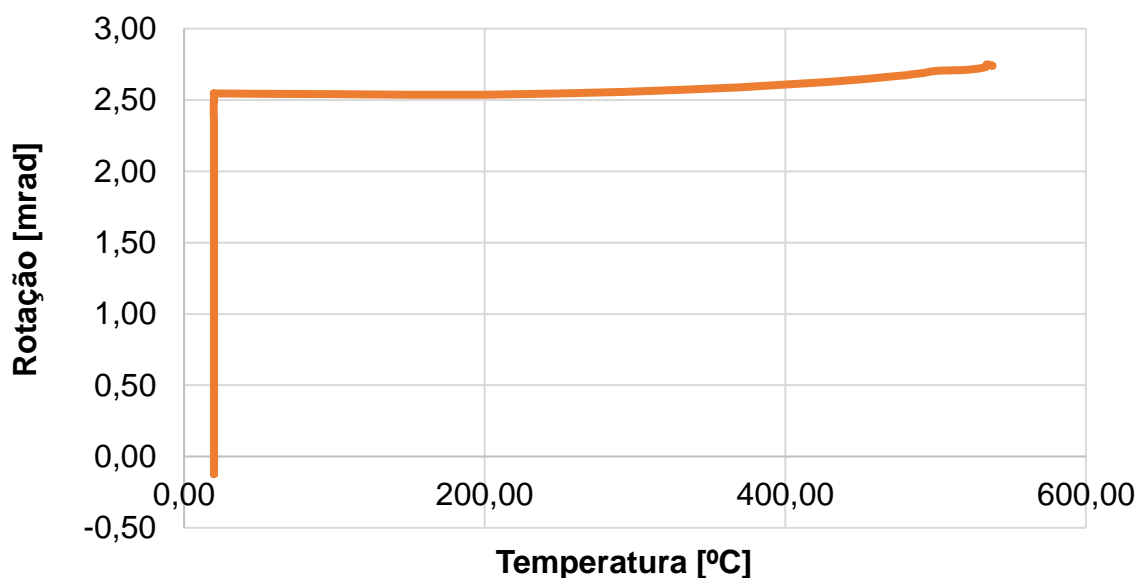
Quadro 46: Valores médios da rigidez em situação de incêndio e da variação total da rotação da viga durante o incêndio, das ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida.

#	Taxa de armadura	Grau de interação	Tipo de laje	Momento na ligação	Resistências do aço [MPa]	Resistência à compressão do concreto [MPa]	S _{incêndio} [kN-m]	∑Δθ [mrad]
1	0,50%	100,00%	Mista	Negativo	f _y = 250 f _u = 400	30	87.787,86	0,27
2	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	f _y = 250 f _u = 400	30	81.105,99	0,36
3	1,00%	100,00%	Mista	Negativo	f _y = 250 f _u = 400	30	99.595,77	0,30
4	1,25%	100,00%	Mista	Negativo	f _y = 250 f _u = 400	30	100.437,02	0,38
5	0,75%	50,00%	Mista	Negativo	f _y = 250 f _u = 400	30	56.300,39	0,43
6	0,75%	75,00%	Mista	Negativo	f _y = 250 f _u = 400	30	115.229,81	0,73
7	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	f _y = 250 f _u = 400	30	81.105,99	0,36
8	0,75%	100,00%	Maciça	Negativo	f _y = 250 f _u = 400	30	129.678,90	0,19
9	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	f _y = 250 f _u = 400	30	81.105,99	0,36
10	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	f _y = 250 f _u = 400	30	81.105,99	0,36
11	0,75%	100,00%	Mista	Positivo	f _y = 250 f _u = 400	30	41.159,79	3,97
12	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	f _y = 250 f _u = 400	30	81.105,99	0,36
13	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	f _y = 345 f _u = 450	30	114.206,45	0,49
14	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	f _y = 600 f _u = 800	30	117.498,54	0,08
15	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	f _y = 250 f _u = 400	30	81.105,99	0,36
16	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	f _y = 250 f _u = 400	50	158.663,88	0,58
17	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	f _y = 250 f _u = 400	70	131.474,45	0,18
Variável default								

Fonte: Elaborado pelo autor.

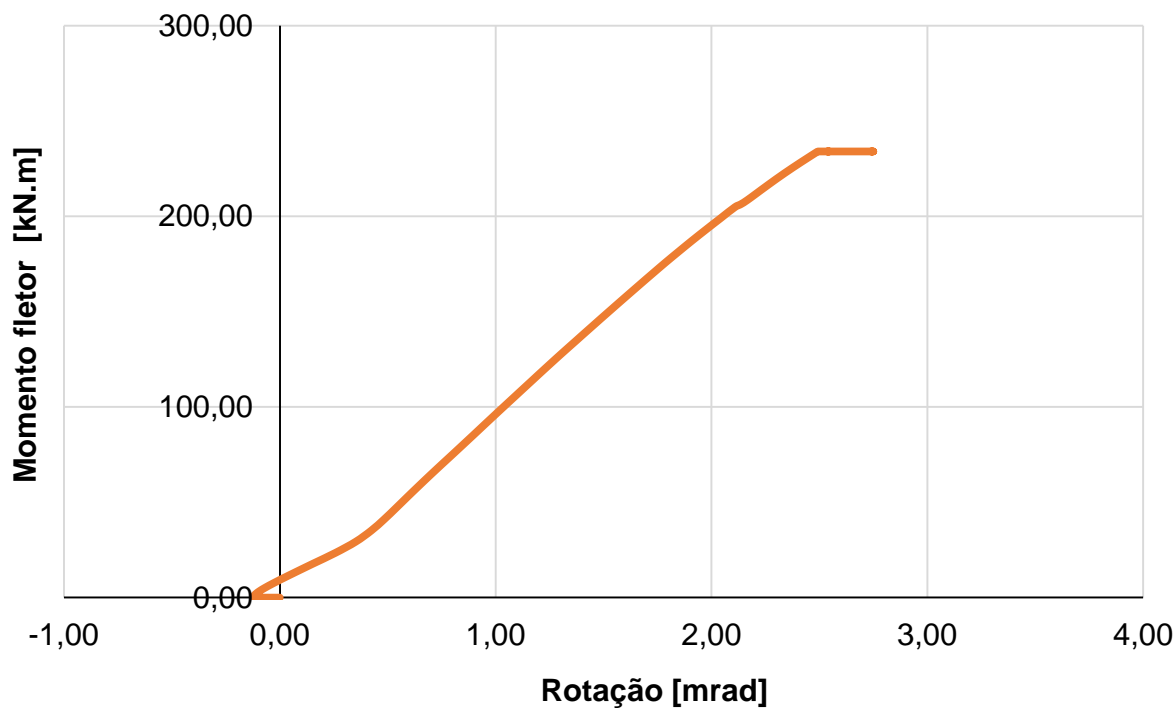
A Figura 111 e a Figura 112 apresentam, respectivamente, os comportamentos do momento fletor em função da rotação e da rotação em função da temperatura do modelo com valores *default* (vide Quadro 34) das variáveis paramétricas (Modelo 2), do Conjunto 1. Vale ressaltar que a temperatura foi extraída do centro geométrico da viga na extremidade conectada.

Figura 111: Comportamento da rotação em função da temperatura no centro geométrico da viga na extremidade conectada do Modelo 2 do conjunto 1 de ligação mista viga-pilar com chapa de extremidade, em situação de incêndio.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 112: Comportamento da rotação em função da temperatura no centro geométrico da viga na extremidade conectada do Modelo 2 do conjunto 1 de ligação mista viga-pilar com chapa de extremidade, em situação de incêndio.



Fonte: Elaborado pelo autor.

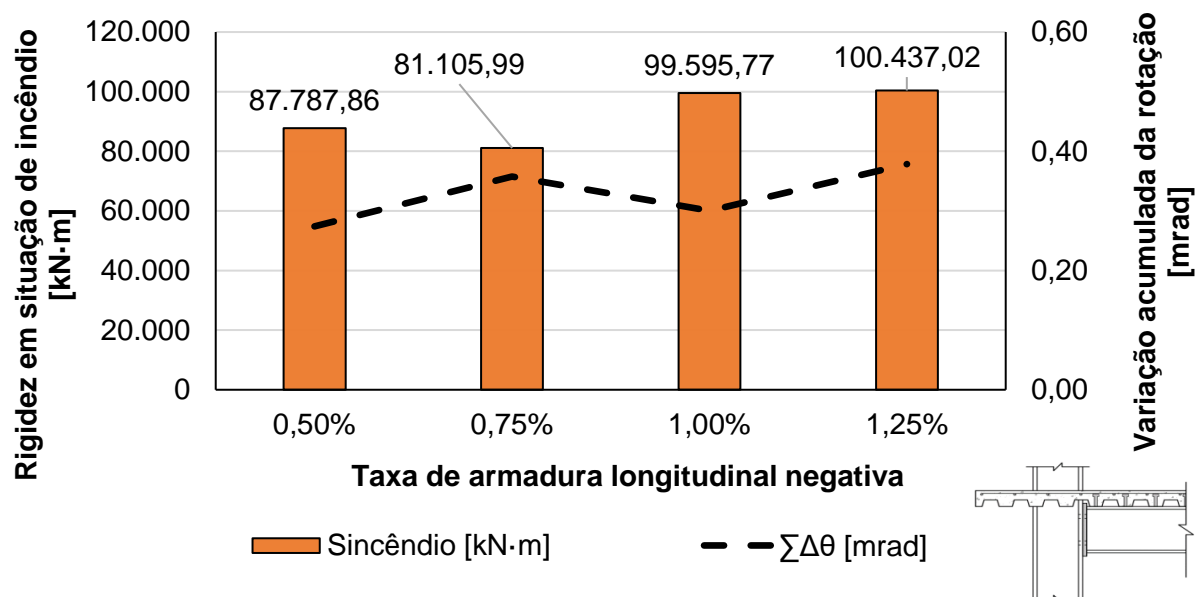
Complementando o que foi descrito na seção 5.3, os modelos termoestruturais possuem três etapas de processamento:

1. Realização da protensão dos parafusos. Nessa etapa, foi considerada uma força de protensão de 70% da resistência axial última do parafuso ($0,70 \cdot A_b \cdot f_u$, em que A_b é a área da seção transversal do corpo do parafuso e f_u é a resistência última do aço utilizado no parafuso);
2. Aplicação de um deslocamento capaz de ocasionar um carregamento de serviço, o qual foi considerado como aquele que mobiliza 30% da capacidade resistente ao momento fletor da viga mista;
3. Exposição das faces da Figura 66 ao incêndio.

Por esse motivo, há três comportamentos distintos Figura 112, os quais ocorrem por conta dos passos de análise do modelo numérico. Resumidamente, a curva momento-rotação tem uma rotação negativa associada com um momento nulo até o fim da protensão dos parafusos. Na sequência, na etapa 2, o momento fletor cresce de forma praticamente linear, acompanhado por um aumento na rotação até o fim da etapa 2. Por fim, na etapa 3, o momento fletor, gerado pelo carregamento de serviço, permanece constante e a rotação varia devido a variação de temperatura, a qual provoca expansão térmica, a redução da resistência dos materiais e consequente redistribuição de esforços.

Por fim, quanto à parametrização, a Figura 113 apresenta a influência da taxa de armadura negativa na rigidez e na variação acumulada da rotação nas ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida em situação em situação de incêndio.

Figura 113: Influência da taxa de armadura negativa na rigidez e na variação acumulada da rotação das ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida em situação em situação de incêndio.



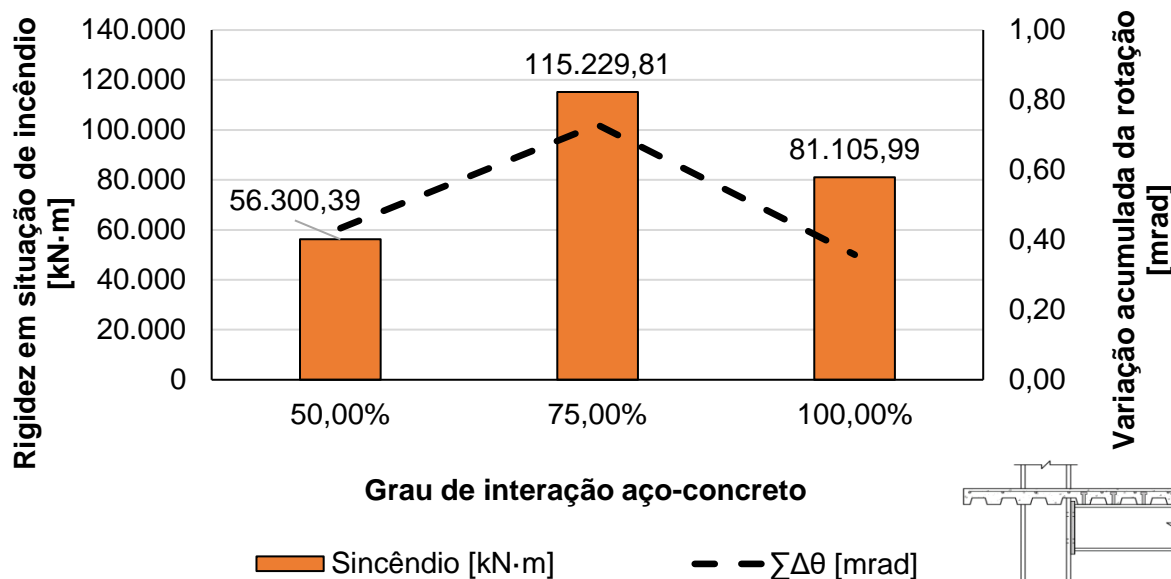
Fonte: Elaborado pelo autor.

Pela Figura 113, verifica-se que não houve uma relação direta entre as variáveis analisadas. O modelo com maior taxa de armadura longitudinal negativa (1,25%) foi o que apresentou a maior rigidez, a qual teve valor superior em 14,4%, 23,8% e 0,8% em relação as rijezas dos modelos com taxa de armadura negativa de, respectivamente, 0,50%, 0,75% e 1,00%. Por sua vez, a variação acumulada da rotação resultou o maior valor no modelo com taxa de armadura longitudinal negativa de 1,25%. Este valor foi superior em 38,2%, 5,9% e 26,1% em relação aos modelos com taxas de armadura negativa iguais a 0,50%, 0,75% e 1,00%, respectivamente.

Ademais, considerando toda a amplitude de variação da taxa de armadura longitudinal negativa, tem-se que um aumento de 150% nela (de 0,50% para 125%), ocasionou um aumento de 14,4% na rigidez e de 38,2% na variação acumulada da rotação.

Por sua vez, a Figura 114 ilustra a influência do grau de interação aço-concreto na rigidez e na variação acumulada da rotação nas ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida em situação em situação de incêndio.

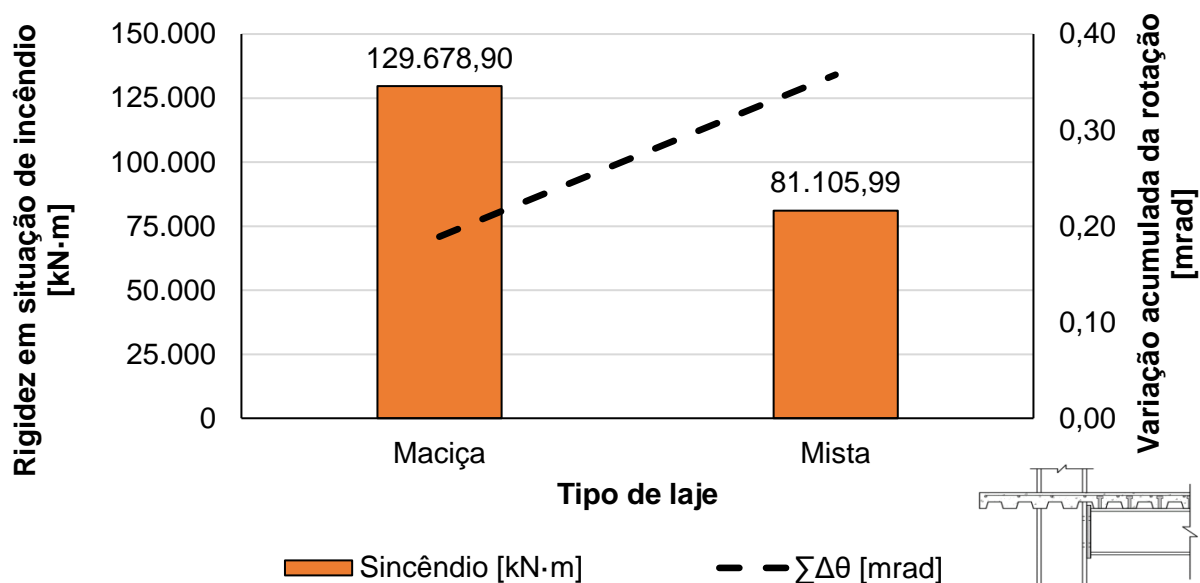
Figura 114: Influência do grau de interação aço-concreto na rigidez e na variação acumulada da rotação das ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida em situação em situação de incêndio.



Pela Figura 114, observa-se que, quanto maior o grau de interação aço-concreto, maior foi a variação acumulada da rotação da viga. O modelo com grau de interação de 75% apresentou valor da variação acumulada da rotação superior em 68,4% e 104,0% em relação aos modelos com GI de 50% e 100%. Por sua vez, não houve uma relação clara entre o grau de interação aço-concreto e o grau de interação aço-concreto. A grande rigidez do modelo com GI de 75% explica-se pelo fato de tais modelos terem apresentadas baixa capacidade de rotação.

A Figura 115 apresenta o comportamento, em função do tipo de laje, da rigidez e da variação acumulada da rotação nas ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida em situação em situação de incêndio.

Figura 115: Influência do tipo de laje na rigidez e na variação acumulada da rotação das ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida em situação em situação de incêndio.

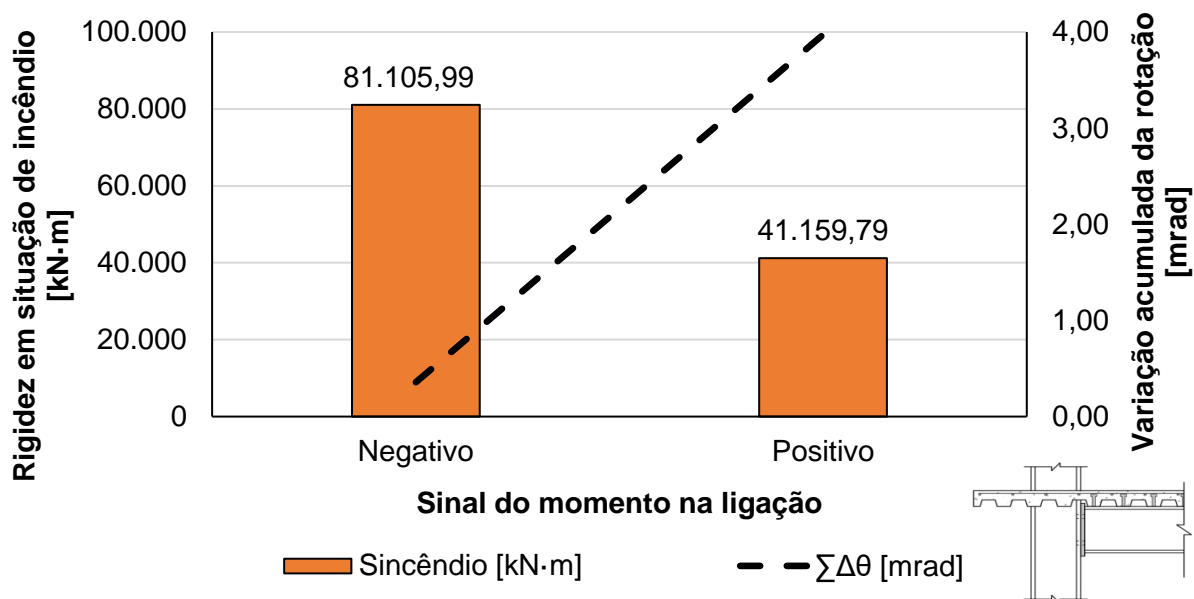


Fonte: Elaborado pelo autor.

Pela Figura 115, observa-se que a rigidez foi significativamente influenciada pelo tipo de laje. O modelo com laje maciça apresentou valor de rigidez 59,9% superior em relação ao modelo com laje mista com fôrma de aço incorporada. Ademais, por conta da maior deformabilidade, o modelo com laje mista apresentou variação acumulada da rotação 89,0% superior a do modelo com laje maciça.

A Figura 116 apresenta a influência do sentido do momento na ligação na rigidez e na variação acumulada da rotação nas ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida em situação em situação de incêndio.

Figura 116: Influência do sinal do momento na ligação na rigidez e na variação acumulada da rotação das ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida em situação em situação de incêndio.

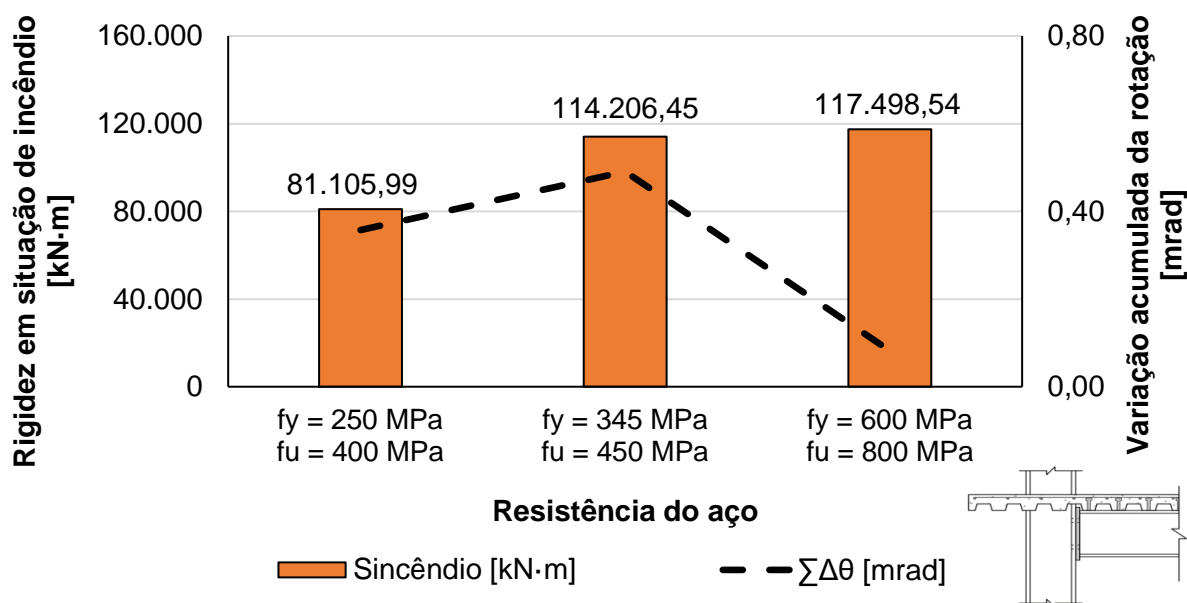


Fonte: Elaborado pelo autor.

Pela Figura 116, verifica-se que o sentido do momento na ligação influenciou consideravelmente a rigidez e a variação acumulada da rotação. No modelo com momento negativo, o valor da rigidez foi 97,1% superior em relação ao modelo com momento positivo na ligação. Por sua vez, no modelo sujeito à momento positivo, a variação acumulada da rotação foi 1.011,0% superior em relação ao modelo sujeito à momento negativo.

Em relação à influência da resistência dos materiais, a Figura 117 apresenta a influência da resistência do aço dos perfis na rigidez e na variação acumulada da rotação nas ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida em situação em situação de incêndio.

Figura 117: Influência da resistência do aço dos perfis na rigidez e na variação acumulada da rotação das ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida em situação em situação de incêndio.

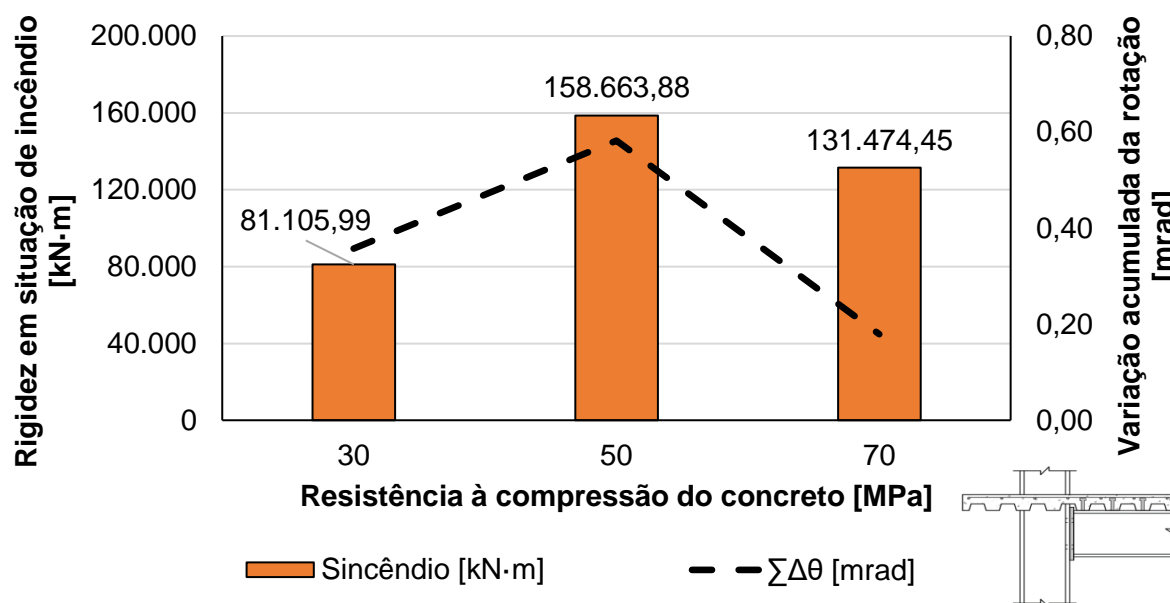


Fonte: Elaborado pelo autor.

Pela Figura 117, considerando toda a amplitude de variação, verifica-se uma relação direta entre a resistência do aço dos perfis e a rigidez e uma relação indireta entre a resistência e a variação acumulada da rotação. Precisamente, ao aumentar a resistência ao escoamento de 250 MPa para 345 MPa, houve um aumento de 40,8% na rigidez e um aumento de 37,4% na variação acumulada da rotação. Por sua vez, entre os modelos com resistência ao escoamento de 345 MPa e 600 MPa, verificou-se um aumento de 2,9% na rigidez e uma redução de 83,3% na variação acumulada da rotação. Portanto, em situação de incêndio, tem-se que a elevação da resistência do aço dos perfis faz com que as ligações viga-pilar, mistas de aço e concreto, com chapa de extremidade não estendida, fiquem mais rígidas. Elas também ficaram mais deformáveis até a resistência ao escoamento de 345 MPa e, em seguida, a deformabilidade decaiu. Além disso, é importante destacar que a maior variação de rigidez ocorreu ao elevar a resistência ao escoamento do aço de 250 MPa para 345 MPa, enquanto a maior variação da capacidade de rotação foi verificada entre os modelos com resistência ao escoamento do aço de 345 MPa e 600 MPa.

Por fim, a Figura 118 expõe a influência da resistência à compressão do concreto da laje no comportamento da rigidez e da variação acumulada da rotação nas ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida, em situação de incêndio.

Figura 118: Influência da resistência à compressão do concreto na rigidez e na variação acumulada da rotação das ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida em situação em situação de incêndio.



Fonte: Elaborado pelo autor.

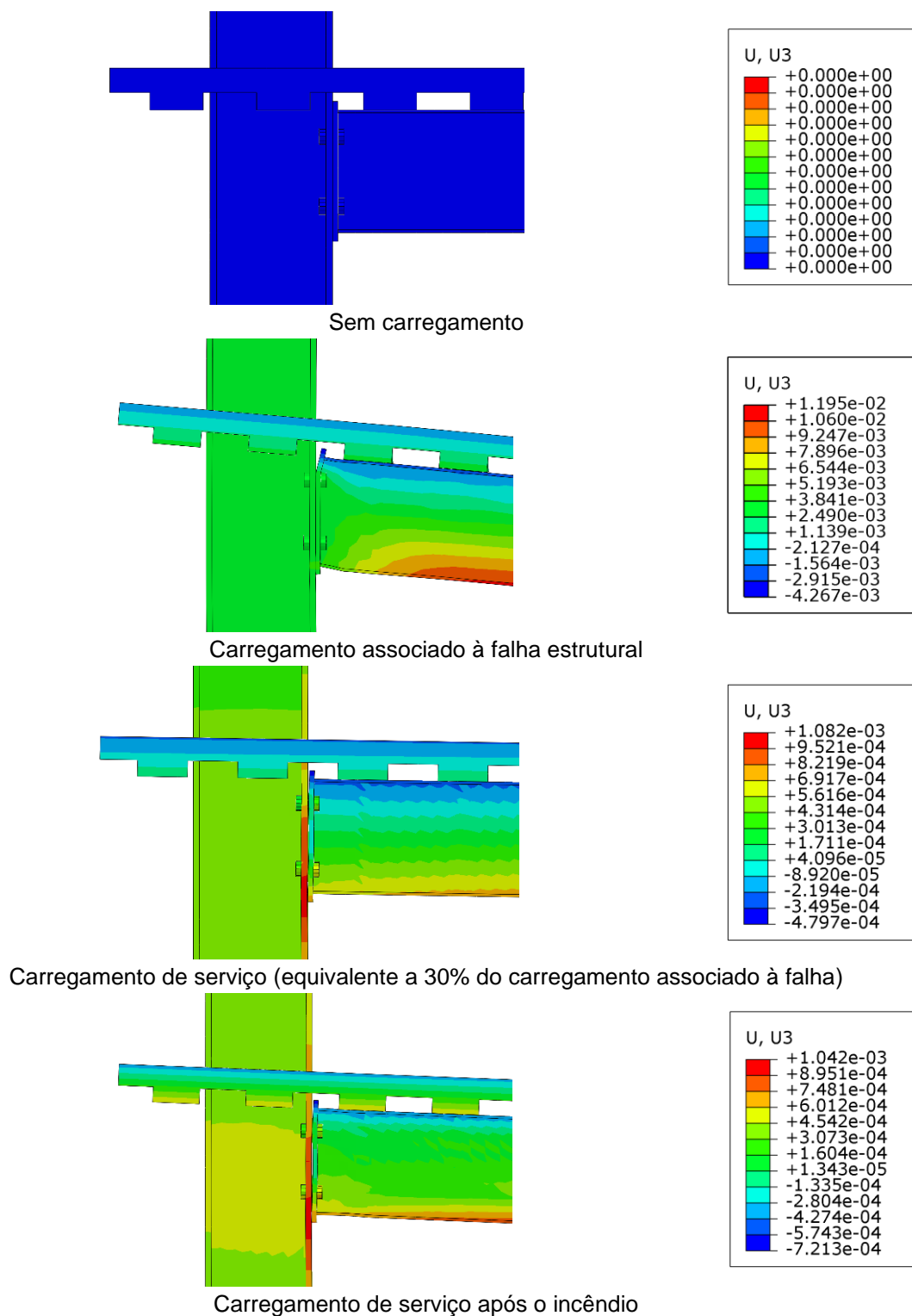
Pela Figura 118, não é possível delinear um comportamento claro entre resistência à compressão do concreto e a rigidez e a variação acumulada da rotação. O modelo com classe de concreto C50 foi o que apresentou o maior valor de rigidez e de capacidade de rotação. Este valor foi superior em 62,3% e 224,6% em relação aos modelos com classes de concreto C30 e C70, respectivamente. Além disso, o modelo com classe de concreto C50 apresentou rigidez superior em 95,6% e 20,7% em relação aos modelos com classes de concreto C30 e C70. Considerando toda a amplitude de variação de resistência, verifica-se que, ao variar a resistência à compressão do concreto entre 30 MPa e 70 MPa (variação de 133,3%), a rigidez aumentou 62,1% e a variação acumulada da rotação reduziu 49,8%.

Ademais, vale ressaltar que, na verificação das estruturas em situação de incêndio pelos métodos simplificados e analíticos, busca-se que o tempo de resistência ao fogo (TRF) seja maior ou igual ao tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF). O TRF corresponde ao tempo durante o qual um elemento estrutural, estando sob a ação do incêndio-padrão, não sofre colapso estrutural (ABNT NBR 15200, 2012) enquanto o TRRF corresponde ao tempo mínimo exigido de um elemento construtivo quando sujeito ao incêndio-padrão (ABNT NBR 15200, 2012), preconizado pela NBR 14432 (ABNT, 2001) ou regulamentos oficiais específicos.

Para a metodologia empregada, as ligações viga-pilar, mistas de aço e concreto, com chapa de extremidade não estendida, apresentam tempo de resistência ao fogo de, aproximadamente, 23 minutos, com variações inferiores a três minutos entre os modelos.

Durante esse tempo, por conta da expansão dos materiais, o principal fenômeno observado foi o desenvolvimento de tensões de compressão no bordo inferior da viga e de tensões de tração no bordo superior, causando uma rotação com sentido contrário a que foi causada previamente pelo carregamento de serviço (considerado como 30% do carregamento que causou a falha no modelo estrutural. A Figura 119 apresenta o deslocamento axial da viga para diversas situações de carregamento, corroborando e ilustrando o fenômeno descrito anteriormente.

Figura 119: Deslocamento axial do modelo com variáveis *default* do conjunto C1 de ligação viga-pilar, mista de aço e concreto, com chapa de extremidade não estendida, em diversas etapas da análise. Deslocamentos em m.

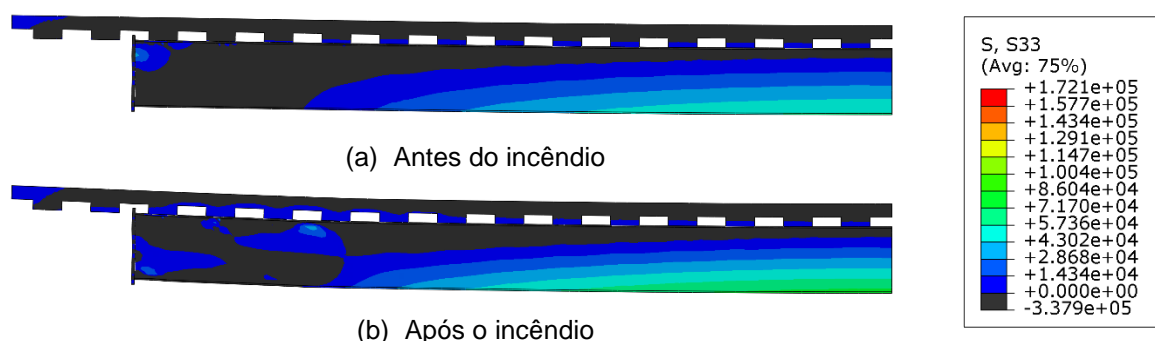


Fonte: Elaborado pelo autor.

Além disso, a Figura 120 apresenta os elementos da ligação com tensões axiais de tração antes do início do incêndio e após a ocorrência deste. Pela Figura 120, pode-se observar uma mudança no sentido das tensões. Antes do incêndio, as tensões de tração

localizavam-se majoritariamente na viga, com maiores magnitudes no meio do vão. Porém, após o incêndio, ocorreram valores de tensões de tração na laje de concreto, sobretudo na região de ligação.

Figura 120: Tensões axiais de tração (a) antes do incêndio e (b) após o incêndio do modelo com variáveis *default* do conjunto C1 de ligação viga-pilar, mista de aço e concreto, com chapa de extremidade não estendida. Tensões em kN/m².



Por conta da expansão dos materiais e da alteração da capacidade resistente dos materiais em função da temperatura, o mecanismo de falha das ligações também se alterou. A ligação viga-pilar com chapa de extremidade não estendida falhou, predominantemente por flambagem local da mesa da viga no meio do vão e por escoamento da armadura. Porém, em situação de incêndio, a maioria dos modelos teve o processamento interrompido por conta da falha dos parafusos que prendiam a cantoneira na alma da viga. Em alguns casos, além da ruptura dos parafusos, ocorreu também o rasgo dos furos da viga.

Em particular, a falha dos parafusos explica-se pelo fato deles já estarem previamente solicitados por uma protensão igual a 70% de sua resistência. Assim, com a redução da resistência devido à temperatura, os parafusos mais próximos ao fogo constituem um ponto crítico da eficiência da ligação mista.

Além disso, de acordo com a NBR 14432 (ABNT, 2001), lajes com função de compartimentação devem atender a três critérios de resistência ao fogo. São eles:

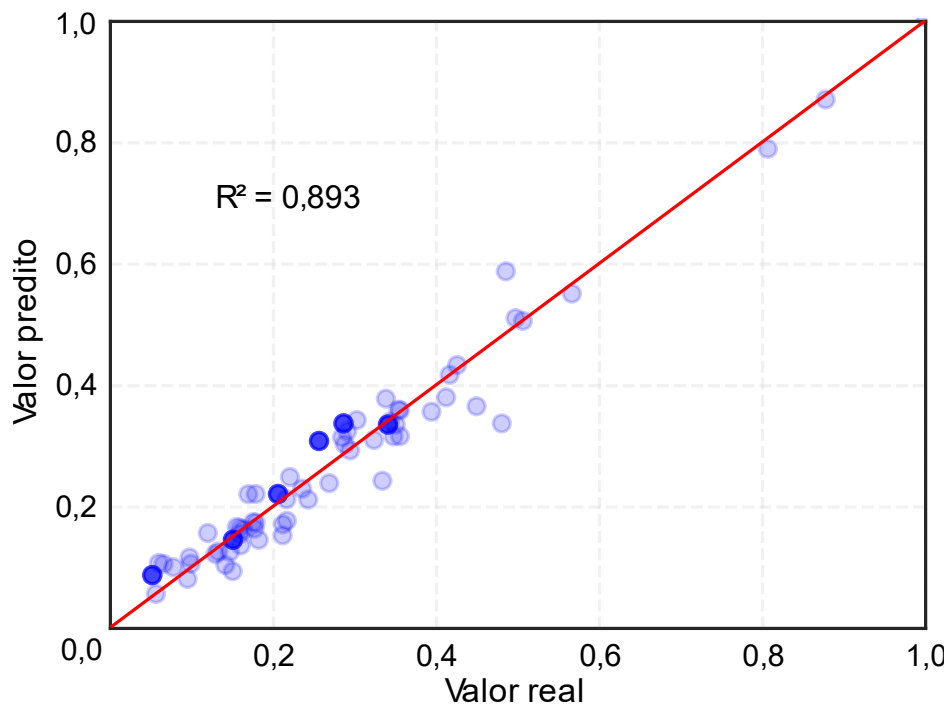
- Estabilidade: capacidade da estrutura em resistir aos carregamentos;
- Isolamento: capacidade de um elemento construtivo de impedir a ocorrência, na face que não está exposta ao incêndio, de incrementos de temperatura maiores que 140°C na média dos pontos de medida ou maiores que 180°C em qualquer ponto de medida;
- Estanqueidade: capacidade de um elemento construtivo de impedir a ocorrência de rachaduras ou aberturas, através das quais podem passar chamas e gases quentes capazes de ignizar um chumaço de algodão.

De acordo com Wang (2002), para estruturas mistas de aço e concreto, o critério de estabilidade é o mais crítico. Porém, em relação ao isolamento, vale comentar que, dentre todos os modelos processados, no instante da falha, a maior temperatura observada na face superior da laje de concreto foi de, aproximadamente, 94 °C. Logo, o critério de isolamento foi atendido e o critério crítico foi o de estabilidade.

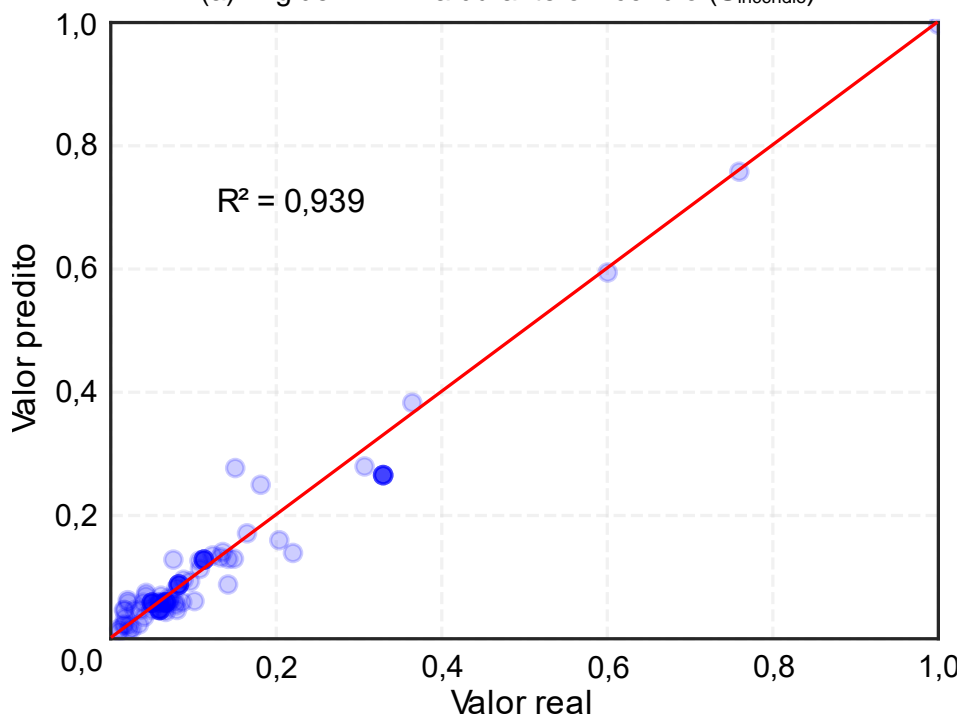
7.1.3 Redes neurais artificiais e desenvolvimento de formulações

As técnicas descritas em 6.1.3 foram empregadas para desenvolver formulações para o cálculo da rigidez mínima durante o incêndio ($S_{\text{incêndio}}$) e da variação acumulada da rotação ($\Delta\theta$) de ligações mistas viga-pilar com chapa de extremidade não estendida. A Figura 96 ilustra o treinamento dos valores previstos para $S_{\text{incêndio}}$ e $\Delta\theta$ em situação de incêndio.

Figura 121: Treinamento de valores preditos de $S_{\text{incêndio}}$ e $\Delta\theta$ para a ligação mista viga-pilar com chapa de extremidade não estendida, em situação de incêndio.



(a) Rigidez mínima durante o incêndio ($S_{\text{incêndio}}$)



(b) Variação acumulada da rotação ($\Delta\theta$)

Fonte: Elaborado pelo autor.

O desempenho do treinamento da rede neural artificial (RNA) resultou em resultados satisfatórios para todas as duas condições examinadas. Os valores do coeficiente de determinação (R^2) obtidos foram de 0,893 e 0,939 para a rigidez mínima e para a variação acumulada da rotação em situação de incêndio, respectivamente. Esses altos valores de R^2

indicam uma forte correlação entre os valores previstos e os valores reais, demonstrando a precisão e confiabilidade dos modelos de RNA treinados. Os valores de R^2 abrangem toda a faixa de dados analisada no estudo, reforçando ainda mais a robustez dos modelos treinados na previsão das saídas desejadas.

As Equações (46) e (47) são propostas para calcular, respectivamente, o $S_{\text{incêndio}}$ e o $\Delta\theta$ de ligações viga-pilar, mistas de aço e concreto, com chapa de extremidade não estendidas sujeitas a momento negativo, em situação de incêndio.

$$\frac{S_{\text{incêndio}}}{377.320,18} = \frac{5,9561}{(1+e^{-\beta_1})} + \frac{-2,7122}{(1+e^{-\beta_2})} + \frac{3,3551}{(1+e^{-\beta_3})} - 3,1884$$

$$\beta_1 = -0,0022\rho + 1,2690Gl - 0,1331f_y + 0,9704f_c + 0,0517d - 0,0099t_w - 0,7812t_f + 0,0490b_f + 0,4965 \quad (46)$$

$$\beta_2 = -0,0213\rho + 1,2921Gl - 0,2080f_y + 0,2197f_c - 1,2741d - 0,7764t_w + 0,9666t_f - 1,2714b_f + 1,0332$$

$$\beta_3 = 0,033\rho - 2,9909Gl + 0,1479f_y - 1,1646f_c - 0,6443d + 0,1597t_w + 2,0103t_f - 0,6443b_f + 0,7716$$

$$\frac{\Delta\theta}{3,07} = \frac{3,6281}{(1+e^{-\beta_1})} + \frac{2,4979}{(1+e^{-\beta_2})} + \frac{-1,1534}{(1+e^{-\beta_3})} - 2,45138116$$

$$\beta_1 = 0,0142\rho - 2,8350Gl + 0,1506f_y + 0,2628f_c - 1,7106d - 0,5193t_w + 1,0512t_f - 1,8980b_f - 3,1940 \quad (47)$$

$$\beta_2 = -0,4420\rho + 5,1139Gl - 1,2238f_y - 1,4183f_c + 1,2671d - 0,5173t_w + 0,7655t_f + 1,2292b_f + 6,4212$$

$$\beta_3 = 0,0105\rho - 2,7685Gl + 0,1800f_y + 0,3440f_c - 1,2314d - 1,3055t_w - 4,4359t_f - 1,3368b_f + 4,9533$$

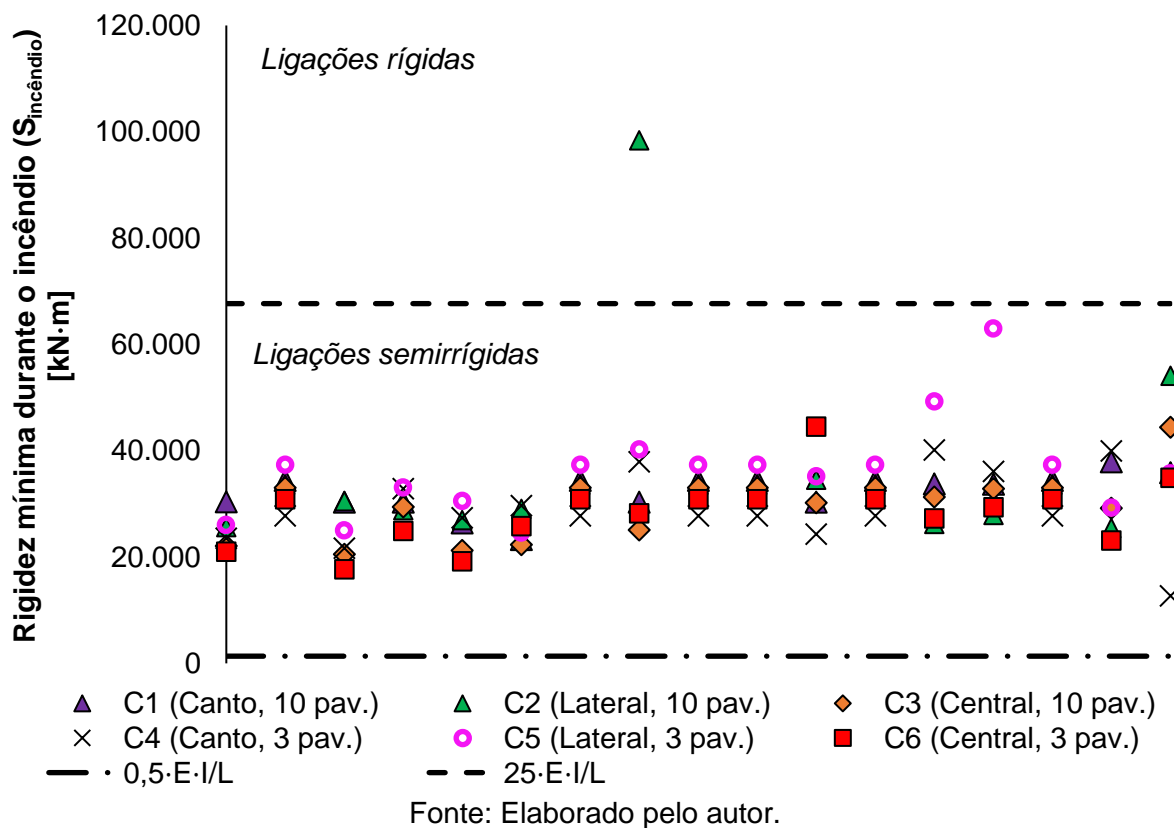
Em que $S_{\text{incêndio}}$ é a rigidez mínima verificada durante o incêndio em kN·m, $\Delta\theta$ é a variação acumulada da rotação em mrad, ρ é a taxa de armadura longitudinal negativa em porcentagem, Gl é o grau de interação aço-concreto em porcentagem, f_y é a resistência de escoamento do aço em MPa, f_c é a resistência à compressão do concreto em MPa e t_w , t_f , d e b_f são, respectivamente, a espessura da alma do pilar, a espessura da mesa do pilar, a altura da seção transversal do pilar e a largura da mesa do pilar, em milímetros.

7.2 LIGAÇÕES VIGA-PILAR COM DUPLA CANTONEIRA DE ALMA

7.2.1 Análise global da parametrização em situação de incêndio

A Figura 122 apresenta a distribuição, por conjunto de modelos de ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida, da rigidez mínima verificada durante o incêndio.

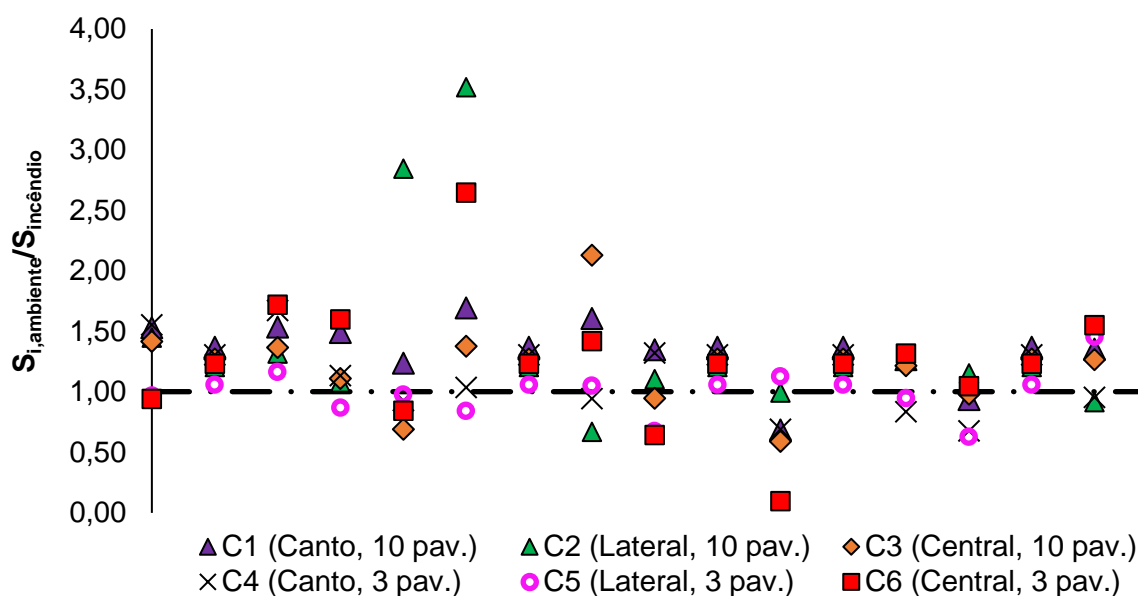
Figura 122: Distribuição, por conjunto, da rigidez mínima durante o incêndio dos modelos de ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma.



Nas ligações viga-pilar, mistas de aço e concreto, com chapa de extremidade não estendida, verificou-se uma menor influência dos perfis utilizados nos pilares, juntamente com a posição destes na estrutura, no comportamento da ligação.

Acerca da variação da rigidez, em relação aos valores verificados em temperatura ambiente, a Figura 123 apresenta a distribuição, por conjunto de modelos de ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma, do quociente entre as rizezas em temperatura ambiente e em situação de incêndio.

Figura 123: Distribuição, por conjunto de modelos de ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma, do quociente entre as rijezas em temperatura ambiente e em situação de incêndio.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Pela Figura 123, observa-se que, a maioria dos modelos apresentou rigidez em temperatura ambiente superior à rigidez mínima verificada durante o incêndio. A maior variação ocorreu no conjunto C1, o qual apresentou rigidez em temperatura ambiente cerca de 31,9% superior à rigidez durante o incêndio. Por sua vez, o conjunto C5 foi o que apresentou a menor relação, resultando um valor médio de rigidez em temperatura ambiente 1% inferior ao verificado em situação de incêndio.

Quanto ao mecanismo de falha, todos os modelos falharam por escoamento excessivo dos parafusos da ligação da cantoneira com a alma da viga. Em alguns casos, verificou-se o rasgo dos furos da alma da viga também. Novamente, atribui-se tal falha ao fato de os parafusos já estarem, previamente ao incêndio, solicitados por uma protensão igual a 70% de sua resistência. Assim, com a redução da resistência devido à temperatura, os parafusos mais próximos ao fogo constituem um ponto crítico da eficiência da ligação mista.

Ademais, considerando os critérios de classificação de ligações da NBR 8800 (ABNT, 2008, dos 102 modelos analisados, nenhum foi classificado como flexível, 101 foram classificados como semirrígidos e apenas um como rígido. Vale ressaltar que o único modelo rígido foi que possuía laje maciça no conjunto C2. Em temperatura ambiente, dos 102 modelos de ligações analisados, cinco foram classificados como rígidos. Em incêndio, restou apenas um, indicando uma perda de rigidez nas conexões.

O Quadro 47 detalha, para cada conjunto de ligação viga-pilar, mista de aço e concreto, com dupla cantoneira, os valores médios da rigidez mínima em situação de incêndio

($S_{\text{incêndio}}$), da rigidez inicial em temperatura ambiente ($S_{i,\text{ambiente}}$) e da variação total da rotação da viga durante o incêndio ($\sum\Delta\theta$). Já o Quadro 48 apresenta, para cada conjunto, a distribuição de classificação das ligações com base na rigidez mínima durante o incêndio.

Quadro 47: Valores médios da rigidez mínima em situação de incêndio, da rigidez inicial em temperatura ambiente e da variação total da rotação da viga durante o incêndio dos modelos de ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma.

Conjunto	Posição do pilar	Perfil do pilar	Valores médios			
			$S_{\text{incêndio}}$ [kN·m]	$S_{i,\text{ambiente}}$ [kN·m]	$S_{i,\text{ambiente}}/S_{\text{incêndio}}$	$\sum\Delta\theta$ [mrad]
C1	Canto	CS 350 x 144	32.340,52	42.666,50	1,32	0,99
C2	Lateral	CS 450 x 280	35.874,70	46.231,05	1,29	1,62
C3	Central	CS 600 x 546	29.859,11	36.594,98	1,23	1,10
C4	Canto	CS 250 x 49	29.005,41	33.067,43	1,14	1,19
C5	Lateral	CS 300 x 92	36.260,98	35.776,29	0,99	1,14
C6	Central	CS 400 x 155	28.333,16	36.574,39	1,29	1,18
Total			31.945,65	38.485,11	1,21	1,20

Fonte: Elaborado pelo autor.

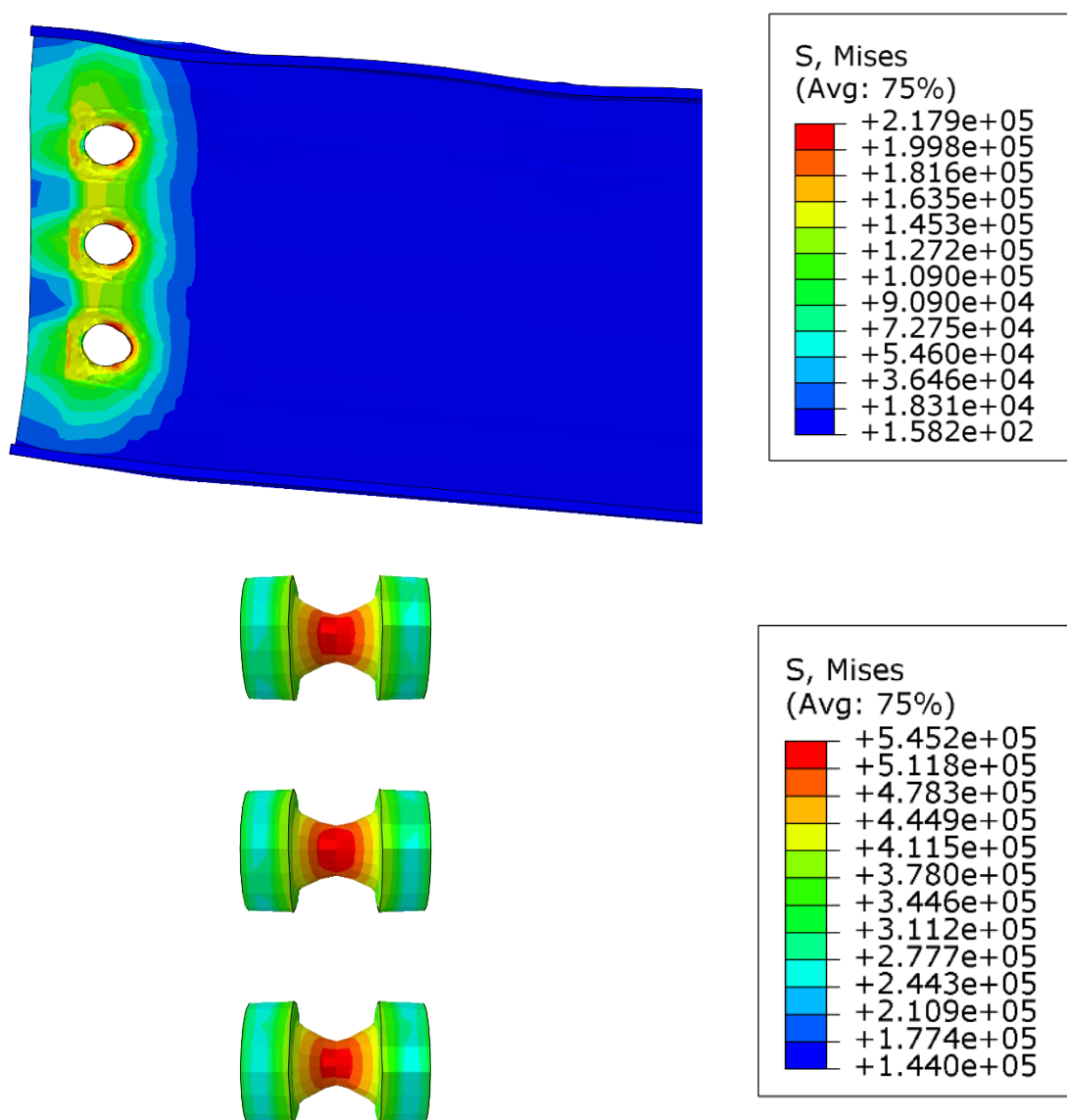
Quadro 48: Distribuição de classificação das ligações, em temperatura ambiente e em situação de incêndio, com base na rigidez dos modelos de ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma.

Conjunto	Posição do pilar	Perfil do pilar	Temperatura ambiente		Situação de incêndio	
			Ligações semirrígidas	Ligações rígidas	Ligações semirrígidas	Ligações rígidas
C1	Canto	CS 350 x 144	17	0	16	0
C2	Lateral	CS 450 x 280	14	3	15	1
C3	Central	CS 600 x 546	17	0	16	0
C4	Canto	CS 250 x 49	17	0	16	0
C5	Lateral	CS 300 x 92	17	0	16	0
C6	Central	CS 400 x 155	4	13	16	0

Fonte: Elaborado pelo autor.

A Figura 124 ilustra os principais mecanismos de falha observados nos modelos de ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida.

Figura 124: Principal mecanismo de falha observado nos modelos de ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma em situação de incêndio. Tensões em kN/m^2 .



Fonte: Elaborado pelo autor.

7.2.2 Influência das variáveis paramétricas em situação de incêndio

O Quadro 46 apresenta, para cada conjunto de ligação viga-pilar, mista de aço e concreto, com dupla cantoneira de alma, os valores médios da rigidez em situação de incêndio e da variação acumulada da rotação da viga durante o incêndio.

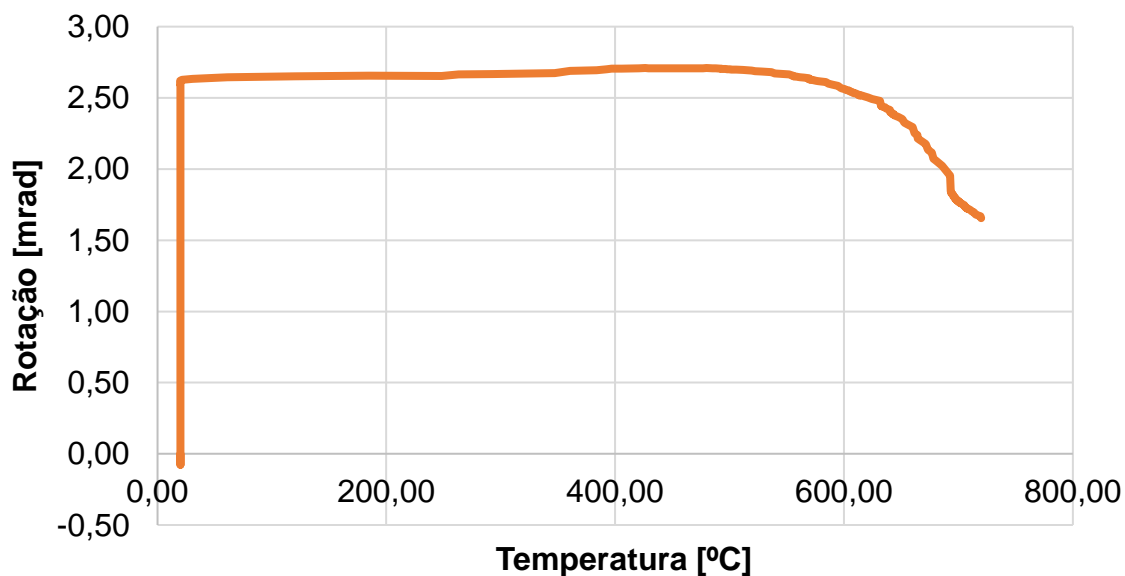
Quadro 49: Valores médios da rigidez em situação de incêndio e da variação acumulada da rotação da viga durante o incêndio, das ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma.

#	Taxa de armadura	Grau de interação	Tipo de laje	Momento na ligação	Resistências do aço [MPa]	Resistência à compressão do concreto [MPa]	$S_{\text{incêndio}}$ [kN·m]	$\sum \Delta\theta$ [mrad]
1	0,50%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	24.812,01	1,31
2	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	32.868,50	1,24
3	1,00%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	24.320,87	1,46
4	1,25%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	29.940,67	1,21
5	0,75%	50,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	25.320,79	1,25
6	0,75%	75,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	25.811,49	1,85
7	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	32.868,50	1,24
8	0,75%	100,00%	Maciça	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	43.390,24	1,30
9	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	32.868,50	1,01
10	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	32.868,50	1,24
11	0,75%	100,00%	Mista	Positivo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	33.219,01	0,70
12	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	32.868,50	1,24
13	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 345$ $f_u = 450$	30	34.691,32	1,14
14	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 600$ $f_u = 800$	30	37.190,02	0,90
15	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	32.868,50	1,24
16	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	50	30.853,51	1,25
17	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	70	36.315,10	1,63
Variável default								

Fonte: Elaborado pelo autor.

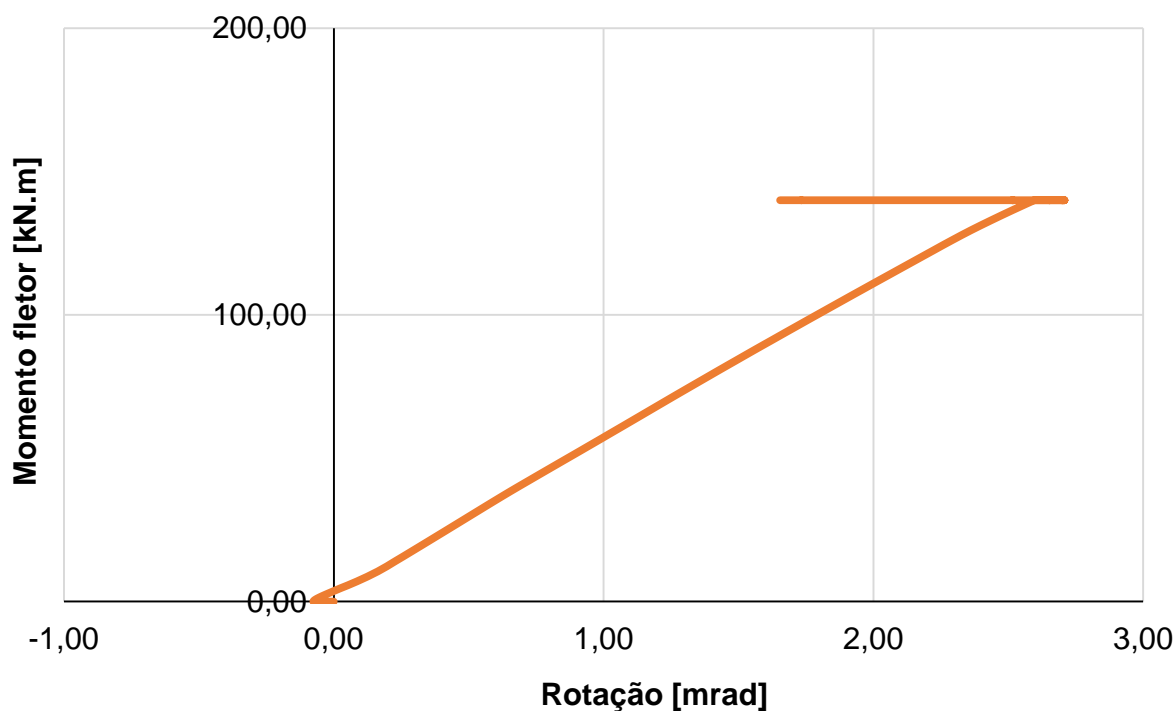
A Figura 125 e a Figura 126 apresentam, respectivamente, os comportamentos do momento fletor em função da rotação e da rotação em função da temperatura do modelo com valores *default* (vide Quadro 34) das variáveis paramétricas (Modelo 2), do Conjunto 1. Vale ressaltar que a temperatura foi extraída do centro geométrico da viga na extremidade conectada.

Figura 125: Comportamento da rotação em função da temperatura no centro geométrico da viga na extremidade conectada do Modelo 2 do conjunto 1 de ligação mista viga-pilar com dupla cantoneira de alma, em situação de incêndio.



Fonte: Elaborado pelo autor.

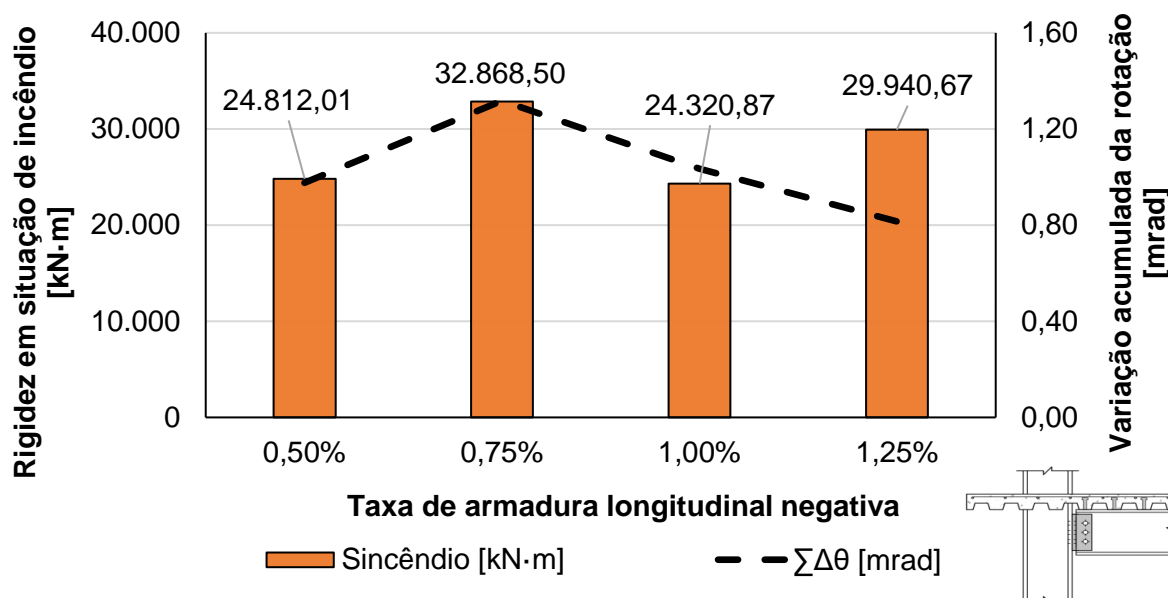
Figura 126: Comportamento da rotação em função da temperatura no centro geométrico da viga na extremidade conectada do Modelo 2 do conjunto 1 de ligação mista viga-pilar com dupla cantoneira de alma, em situação de incêndio.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Por fim, quanto à parametrização, a apresenta Figura 127 a influência da taxa de armadura negativa na rigidez e na variação acumulada da rotação nas ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma, em situação de incêndio.

Figura 127: Influência da taxa de armadura negativa na rigidez e na variação acumulada da rotação das ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma em situação em situação de incêndio.

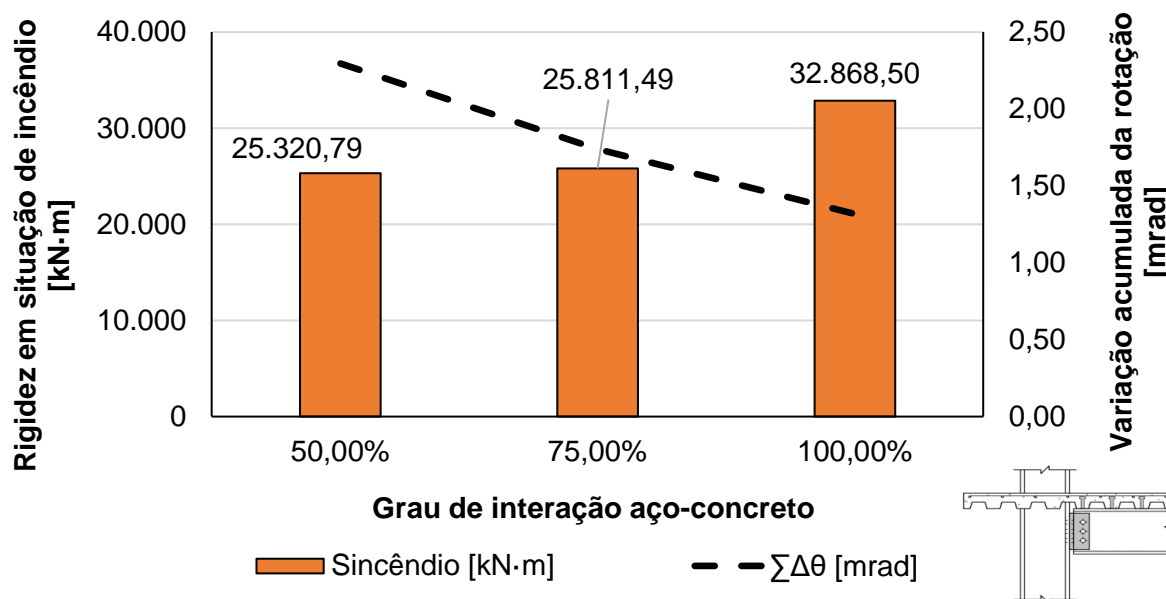


Fonte: Elaborado pelo autor.

Pela Figura 127, verifica-se que não houve uma relação direta entre as variáveis analisadas. O modelo com taxa de armadura longitudinal negativa de 0,75% foi aquele que apresentou a maior rigidez em situação de incêndio, com valores 32,5%, 35,2% e 9,8% superiores em relação às rijezas dos modelos com taxa de armadura negativa de, respectivamente, 0,50%, 1,00% e 1,25%. Por sua vez, a variação acumulada da rotação resultou no maior valor nesse modelo, sendo superior em 35,0%, 27,4% e 61,8% em relação aos modelos com taxa de armadura negativa de 0,50%, 1,00% e 1,25%, respectivamente.

Por sua vez, a Figura 128 ilustra a influência do grau de interação aço-concreto na rigidez e na variação acumulada da rotação nas ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma, em situação de incêndio.

Figura 128: Influência do grau de interação aço-concreto na rigidez e na variação acumulada da rotação das ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma em situação em situação de incêndio.



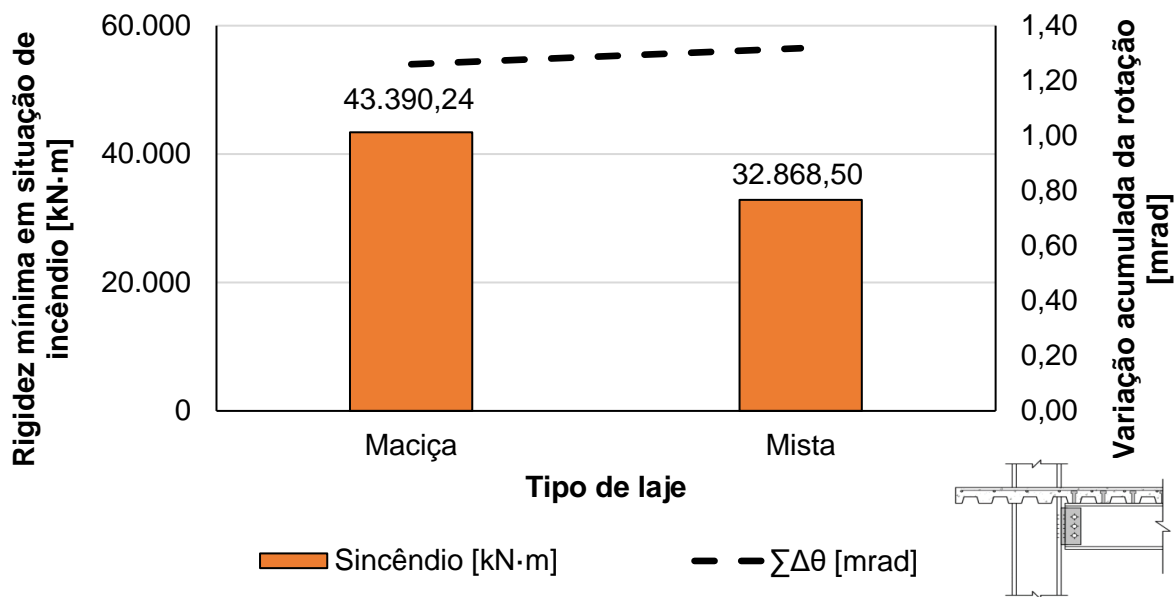
Fonte: Elaborado pelo autor.

Pela Figura 128, observa-se uma relação direta do grau de interação aço-concreto com a rigidez e uma relação indireta com a variação acumulada da capacidade de rotação. Comparando os modelos com GI de 50 e 75%, houve um aumento 1,9% no momento e uma redução de 24,2% na variação acumulada da rotação. Todavia, ao elevar o grau de interação de 75% para 100%, a rigidez da ligação aumentou 27,3%, enquanto a variação da capacidade de rotação reduziu 24,2%.

De modo geral, tem-se que a interação parcial entre os elementos de aço e concreto acarreta em valores consideravelmente menores de rigidez, o que se explica pelo escorregamento da laje em relação à viga de concreto em situação de incêndio. Vale ressaltar, inclusive, que esse foi o mecanismo de falha de alguns modelos com interação parcial.

A Figura 129 apresenta o comportamento, em função do tipo de laje, da rigidez e da variação acumulada da rotação nas ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma, em situação de incêndio.

Figura 129: Influência do tipo de laje na rigidez e na variação acumulada da rotação das ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma em situação em situação de incêndio.

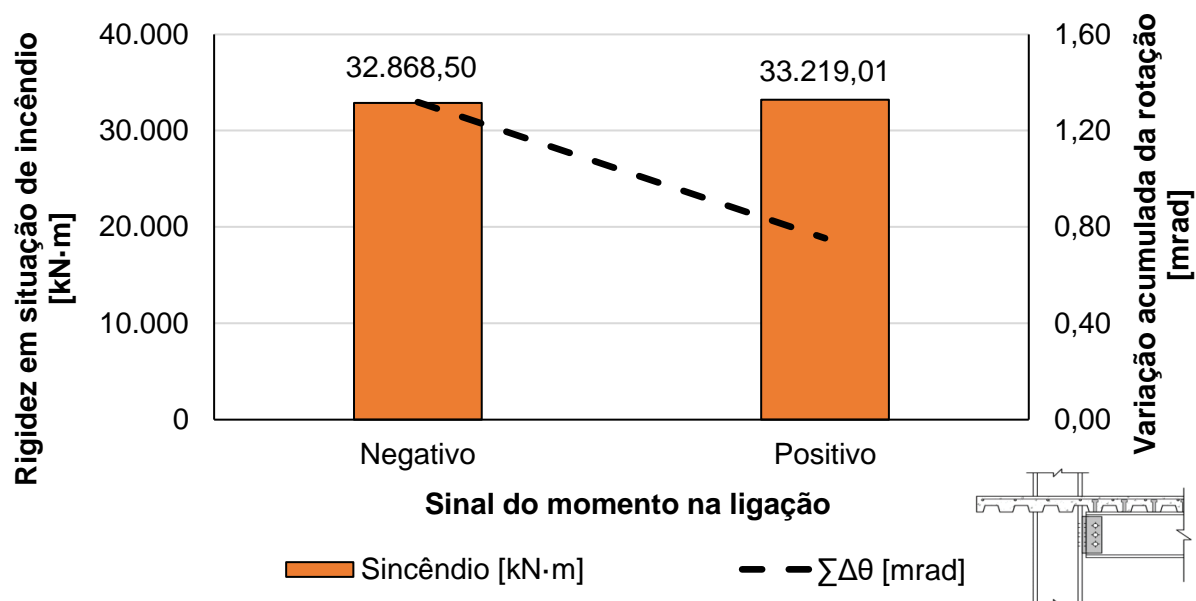


Fonte: Elaborado pelo autor.

Pela Figura 129, verifica-se que a rigidez da ligação foi influenciada de forma significativa pelo tipo de laje. Especificamente, o modelo com laje maciça apresentou valor de rigidez superior em 32,0% em relação ao modelo com laje mista. Por sua vez, a variação acumulada da rotação permaneceu praticamente constante. Precisamente, ela foi 4,6% maior no modelo com laje maciça, mas a variação absoluta foi de apenas 0,06 mrad.

A Figura 130 apresenta a influência do sentido do momento na ligação na rigidez e na variação acumulada da rotação nas ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma, em situação de incêndio.

Figura 130: Influência do sinal do momento na ligação na rigidez e na variação acumulada da rotação das ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma em situação de incêndio.

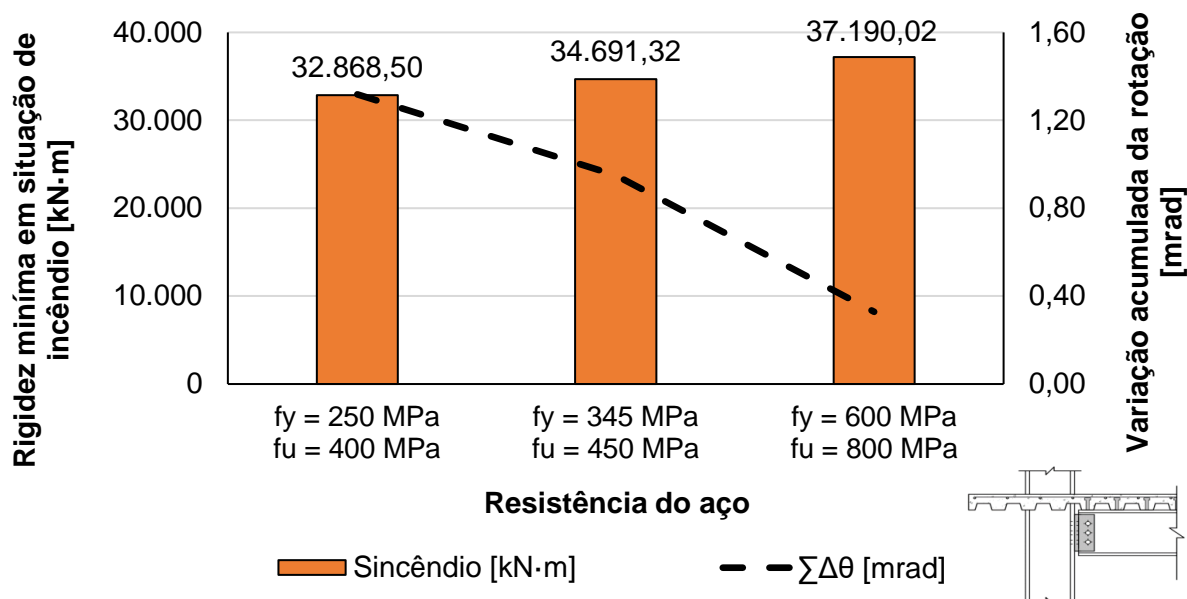


Fonte: Elaborado pelo autor.

Pela Figura 130, observa-se que o sentido do momento na ligação influenciou consideravelmente a variação acumulada da rotação, enquanto a rigidez permaneceu praticamente constante. No modelo com momento negativo (isto é, com tração no bordo superior e compressão no bordo inferior), a variação acumulada da rotação foi 75,1% superior em relação a do modelo com momento positivo na ligação. Por sua vez, a rigidez variou apenas 1,1% entre os modelos.

Em relação à influência da resistência dos materiais, a Figura 131 apresenta a influência da resistência do aço dos perfis na rigidez e na variação acumulada da rotação nas ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma, em situação de incêndio.

Figura 131: Influência da resistência do aço dos perfis na rigidez e na variação acumulada da rotação das ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma em situação de incêndio.

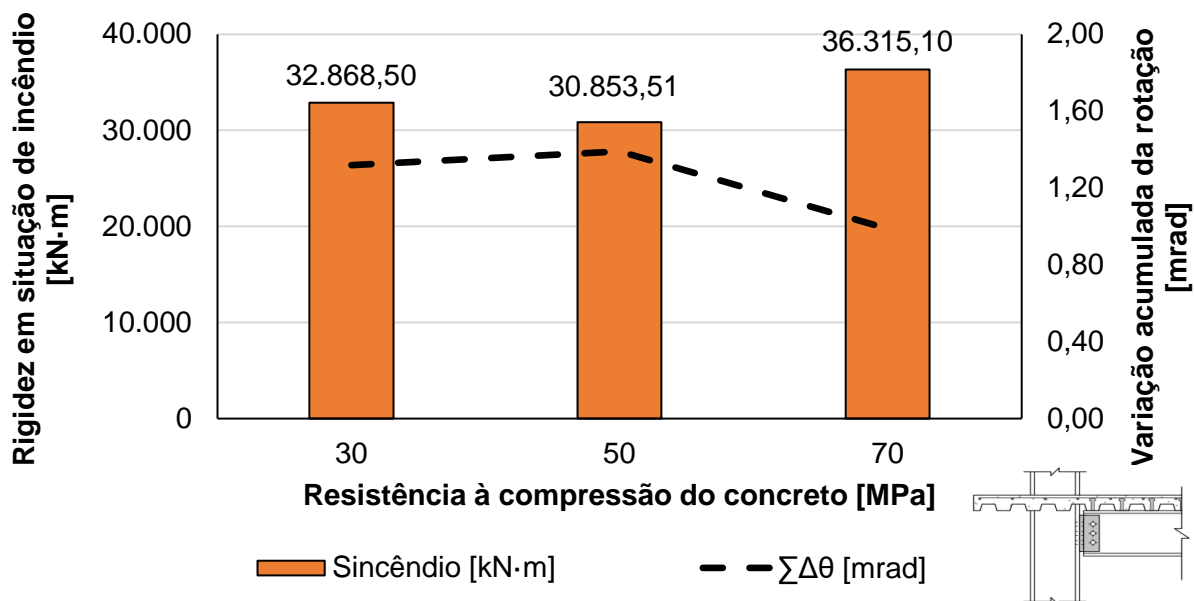


Fonte: Elaborado pelo autor.

Pela Figura 131, verifica-se que uma relação direta entre a resistência e a rigidez e uma relação indireta entre a resistência e a variação acumulada da rotação. Precisamente, ao aumentar a resistência ao escoamento de 250 MPa para 345 MPa, houve um aumento de 5,6% na rigidez e uma redução de 28,0% na variação acumulada da rotação. Por sua vez, entre os modelos com resistência de escoamento de 345 MPa e 600 MPa, verificou-se um aumento de 7,2% na rigidez e uma redução de 65,4% na variação acumulada da rotação. De modo geral, verificou-se que, em situação de incêndio, a elevação da resistência do aço dos perfis tornou as ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida mais rígidas e menos deformáveis.

Por fim, a Figura 132 expõe a influência da resistência à compressão do concreto da laje no comportamento da rigidez e da variação acumulada da rotação nas ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma, em situação de incêndio.

Figura 132: Influência da resistência à compressão do concreto na rigidez e na variação acumulada da rotação das ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma em situação em situação de incêndio.

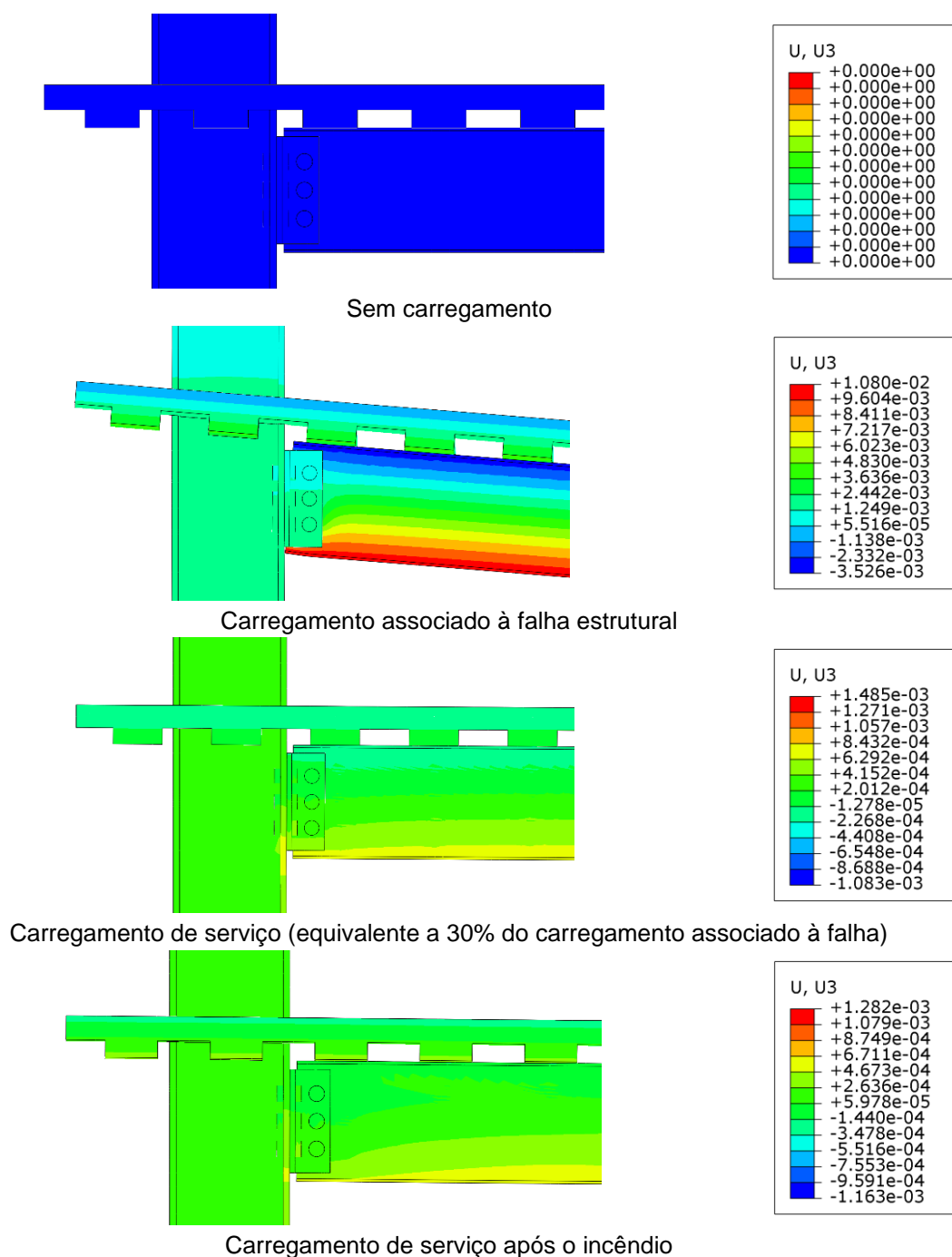


Fonte: Elaborado pelo autor.

Pela Figura 132, considerando toda a amplitude de variação de resistência, verifica-se que, ao variar a resistência à compressão do concreto entre 30 MPa e 70 MPa, a rigidez aumentou 10,5% e a variação acumulada da rotação reduziu 25,1%. O modelo com classe de concreto C70 foi aquele que resultou na maior rigidez e na menor variação acumulada da capacidade de rotação.

Em todos os modelos, o tempo de resistência ao fogo foi de, aproximadamente, 26 min, com variações inferiores a dois minutos entre os modelos. Durante esse tempo, por conta da expansão dos materiais, o principal fenômeno observado é o desenvolvimento de tensões de compressão no bordo inferior da viga e de tensões de tração no bordo superior, causando uma rotação com sentido contrário a que foi causada previamente pelo carregamento de serviço (considerado como 30% do carregamento que causou a falha no modelo estrutural. A Figura 133 apresenta o deslocamento axial da viga para diversas situações de carregamento, corroborando e ilustrando o fenômeno descrito anteriormente.

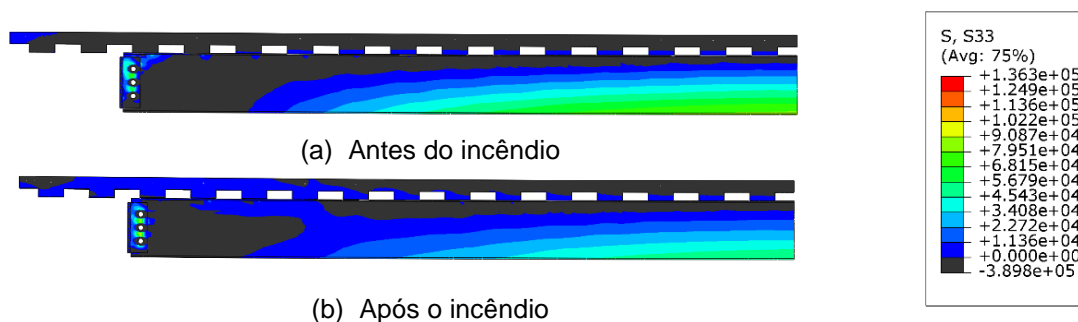
Figura 133: Deslocamento axial do modelo com variáveis *default* do conjunto C1 de ligação viga-pilar, mista de aço e concreto, com dupla cantoneira de alma, em diversas etapas da análise. Deslocamentos em m.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Além disso, a Figura 134 apresenta os elementos da ligação com tensões axiais de tração antes do início do incêndio e após a ocorrência deste, evidenciando o surgimento de tensões de tração na laje de concreto na região da ligação.

Figura 134: Tensões axiais de tração (a) antes do incêndio e (b) após o incêndio do modelo com variáveis *default* do conjunto C1 de ligação viga-pilar, mista de aço e concreto, com chapa de extremidade não estendida. Tensões em kN/m².



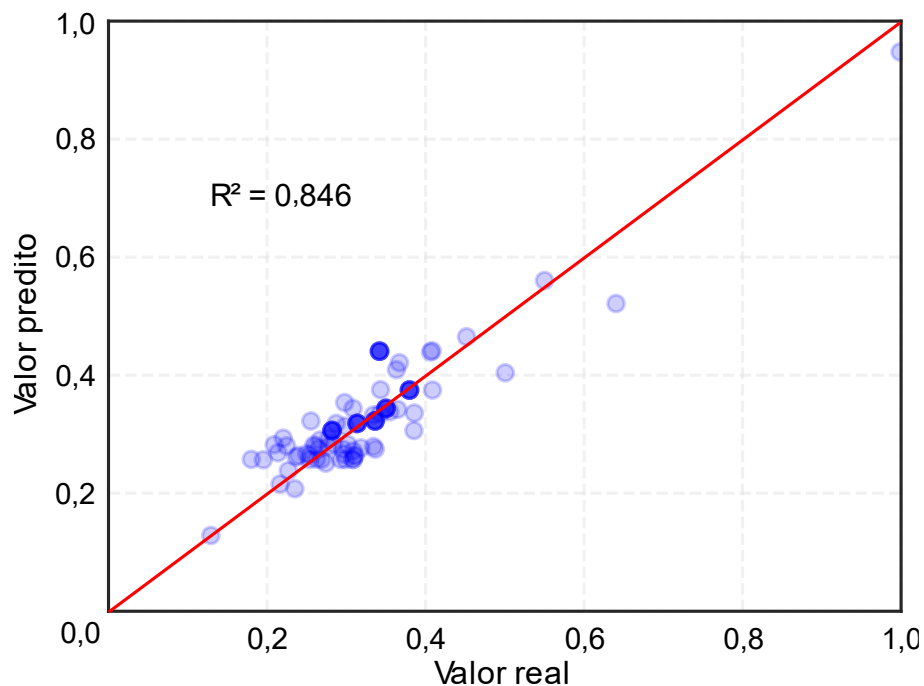
Fonte: Elaborado pelo autor.

Dentre todos os modelos processados, no instante da falha, a maior temperatura observada na face superior da laje de concreto foi de, aproximadamente, 107 °C.

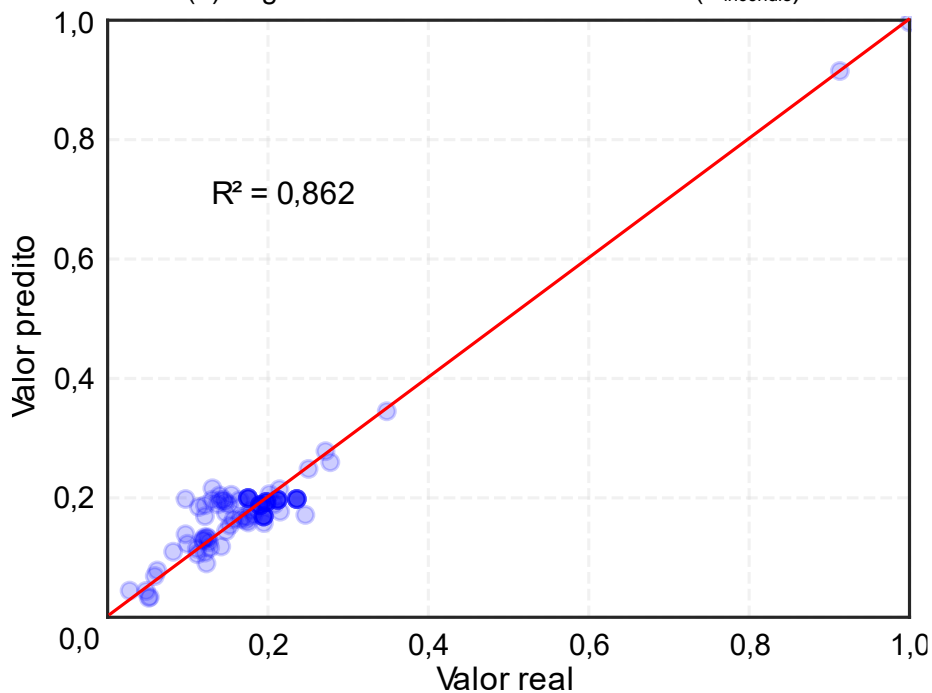
7.2.3 Redes neurais artificiais e desenvolvimento de formulações

As técnicas descritas em 6.1.3 foram empregadas para desenvolver formulações para o cálculo da rigidez mínima durante o incêndio ($S_{\text{incêndio}}$) e da variação acumulada da rotação ($\Delta\theta$) de ligações mistas viga-pilar com dupla cantoneira de alma. A Figura 96 ilustra o treinamento dos valores previstos para $S_{\text{incêndio}}$ e $\Delta\theta$ em situação de incêndio.

Figura 135: Treinamento de valores preditos de $S_{\text{incêndio}}$ e $\Delta\theta$ para a ligação mista viga-pilar com dupla cantoneira de alma, em situação de incêndio.



(a) Rigidez mínima durante o incêndio ($S_{\text{incêndio}}$)



(b) Variação acumulada da rotação ($\Delta\theta$)

Fonte: Elaborado pelo autor.

O desempenho do treinamento da rede neural artificial (RNA) resultou em resultados satisfatórios para todas as duas condições examinadas. Os valores do coeficiente de determinação (R^2) obtidos foram de 0,846 e 0,862 para a rigidez mínima e para a variação acumulada da rotação em situação de incêndio, respectivamente. Esses altos valores de R^2 indicam uma forte correlação entre os valores previstos e os valores reais, demonstrando a

precisão e confiabilidade dos modelos de RNA treinados. Os valores de R^2 abrangem toda a faixa de dados analisada no estudo, reforçando ainda mais a robustez dos modelos treinados na previsão das saídas desejadas.

As Equações (48) e (49) são propostas para calcular, respectivamente, o $S_{\text{incêndio}}$ e o $\Delta\theta$ de ligações viga-pilar, mistas de aço e concreto, com dupla cantoneira de alma sujeitas a momento negativo, em situação de incêndio.

$$\frac{S_{\text{incêndio}}}{98.417,48} = \frac{-0,2964}{(1 + e^{-\beta_1})} + \frac{-1,0434}{(1 + e^{-\beta_2})} + \frac{-1,0667}{(1 + e^{-\beta_3})} + 1,6201$$

$$\beta_1 = -0,5391\rho + 0,2385Gl - 2,3082f_y - 6,0120f_c + 1,9946d + 3,9069t_w - 1,4582t_f + 1,9043b_f + 7,2515 \quad (48)$$

$$\beta_2 = -4,7963\rho + 1,1543Gl + 1,5430f_y + 1,8231f_c - 0,0673d - 1,5801t_w + 3,9051t_f - 0,1743b_f - 2,0029$$

$$\beta_3 = 3,6612\rho - 1,4659Gl - 1,0039f_y - 0,8232f_c + 0,4806d + 1,0847t_w - 3,8853t_f + 0,4784b_f + 1,5177$$

$$\frac{\Delta\theta}{6,56} = \frac{-2,5180}{(1 + e^{-\beta_1})} + \frac{1,4281}{(1 + e^{-\beta_2})} + \frac{1,5585}{(1 + e^{-\beta_3})} + 1,07466$$

$$\beta_1 = 1,0006\rho - 0,5272Gl + 2,4849f_y + 0,9404f_c - 0,6654d + 0,6908t_w + 0,4144t_f + 0,7172b_f - 1,7753 \quad (49)$$

$$\beta_2 = 1,3594\rho + 0,7814Gl - 0,7037f_y - 3,7727f_c - 1,0708d - 1,2626t_w - 3,8670t_f - 1,3443b_f + 2,0050$$

$$\beta_3 = 1,2697\rho - 2,0460Gl - 0,3486f_y - 2,8648f_c - 0,7281d - 2,4605t_w - 2,5018t_f - 1,1394b_f + 2,5108$$

Em que $S_{\text{incêndio}}$ é a rigidez mínima verificada durante o incêndio em $\text{kN}\cdot\text{m}$, $\Delta\theta$ é a variação acumulada da rotação em mrad , ρ é a taxa de armadura longitudinal negativa em porcentagem, Gl é o grau de interação aço-concreto em porcentagem, f_y é a resistência de escoamento do aço em MPa , f_c é a resistência à compressão do concreto em MPa e t_w , t_f , d e b_f são, respectivamente, a espessura da alma do pilar, a espessura da mesa do pilar, a altura da seção transversal do pilar e a largura da mesa do pilar, em milímetros.

7.3 LIGAÇÕES VIGA-VIGA COM CHAPA DE ALMA E ASSENTO

Dos 17 modelos processados, todos apresentaram como mecanismo de falha o escoamento excessivo dos parafusos da alma da viga. Em 12 dos 17 modelos, houve o rasgo dos furos da alma da viga também. Além disso, pelos critérios de classificação de ligações com base na rigidez, estabelecido pela NBR 8800 (ABNT, 2008), todos os modelos foram classificados como rígidos.

O Quadro 46 apresenta, para cada conjunto de ligação viga-viga, mista de aço e concreto, com chapa de alma e assento, os valores médios da rigidez em situação de incêndio e da variação acumulada da rotação da viga durante o incêndio.

Considerando todos os modelos, a média da rigidez mínima verificada em situação de incêndio foi de $555.982,17 \text{ kN}\cdot\text{m}$. Dado que a rigidez inicial média em temperatura ambiente

foi de 1.655.071,30 kN·m, tem-se que a relação média entre as rizezas em temperatura ambiente e durante um incêndio foi de 2,98.

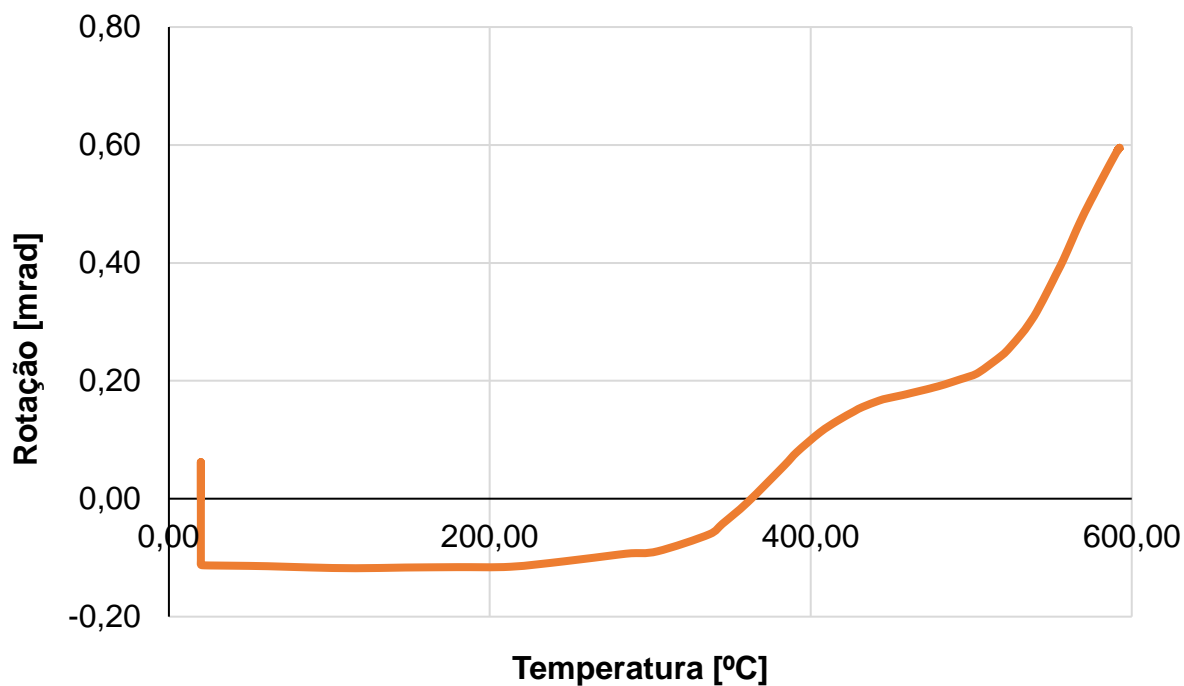
Quadro 50: Valores da rigidez em situação de incêndio e da variação acumulada da rotação da viga durante o incêndio, das ligações viga-viga com chapa de alma e de assento.

#	Taxa de armadura	Grau de interação	Tipo de laje	Momento na ligação	Resistências do aço [MPa]	Resistência à compressão do concreto [MPa]	$S_{\text{incêndio}}$ [kN·m]	$\sum \Delta \theta$ [mrad]
1	0,50%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	295.664,47	0,91
2	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	403.208,64	0,70
3	1,00%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	657.272,98	0,47
4	1,25%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	492.857,88	0,58
5	0,75%	50,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	702.869,20	1,31
6	0,75%	75,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	488.006,35	0,67
7	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	403.208,64	0,70
8	0,75%	100,00%	Maciça	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	253.824,39	1,02
9	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	403.208,64	0,70
10	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	403.208,64	0,70
11	0,75%	100,00%	Mista	Positivo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	1.368.766,57	0,68
12	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	403.208,64	0,70
13	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 345$ $f_u = 450$	30	779.333,85	0,41
14	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 600$ $f_u = 800$	30	821.168,18	1,09
15	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	30	403.208,64	0,70
16	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	50	454.545,45	0,65
17	0,75%	100,00%	Mista	Negativo	$f_y = 250$ $f_u = 400$	70	718.135,77	0,47
						<i>Variável default</i>		

Fonte: Elaborado pelo autor.

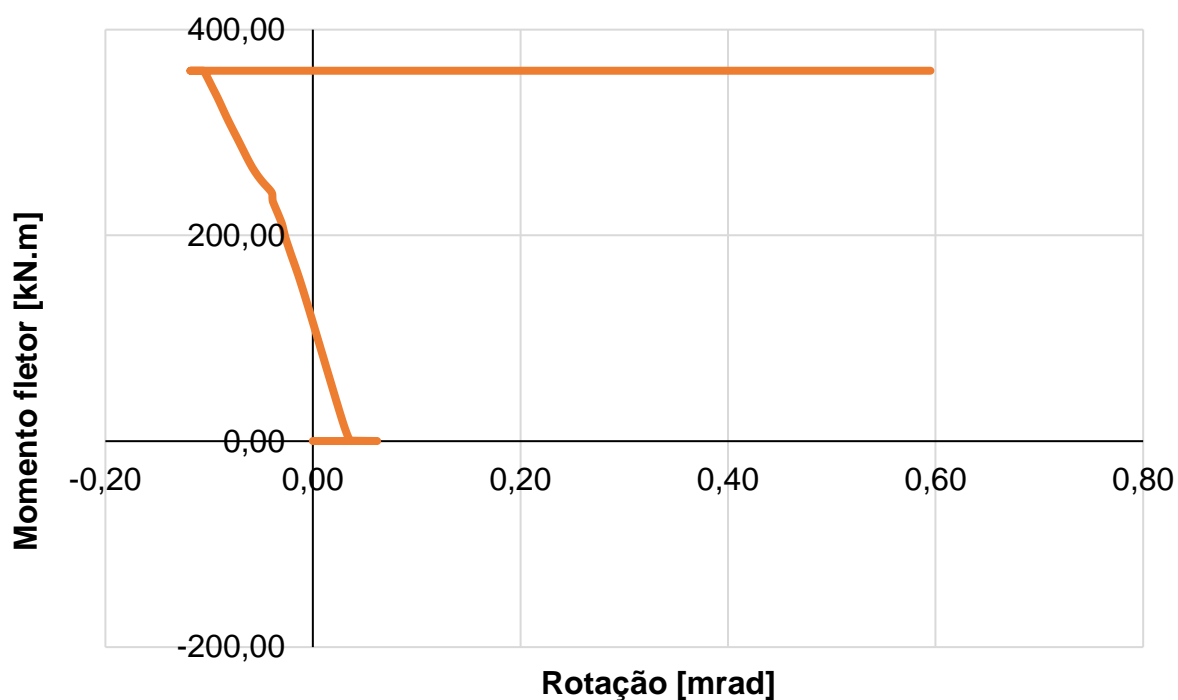
A Figura 136 e Figura 137 apresentam, respectivamente, os comportamentos do momento fletor em função da rotação e da rotação em função da temperatura do modelo com valores *default* (vide Quadro 34) das variáveis paramétricas (Modelo 2). Vale ressaltar que a temperatura foi extraída do centro geométrico da viga na extremidade conectada.

Figura 136: Comportamento da rotação em função da temperatura no centro geométrico da viga na extremidade conectada do Modelo 2 de ligação mista viga-viga com chapa de alma e de assento, em situação de incêndio.



Fonte: Elaborado pelo autor.

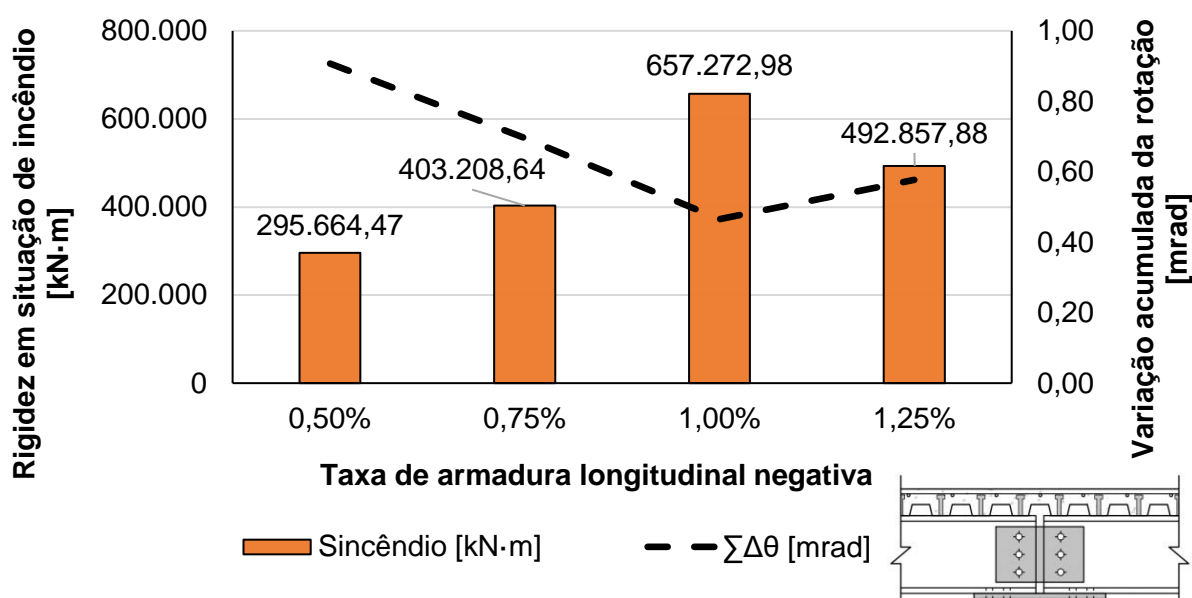
Figura 137: Comportamento da rotação em função da temperatura no centro geométrico da viga na extremidade conectada do Modelo 2 de ligação mista viga-viga com chapa de alma e de assento, em situação de incêndio.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Por fim, quanto à parametrização, a apresenta a Figura 138 influência da taxa de armadura negativa na rigidez e na variação acumulada da rotação das ligações mistas viga-viga com chapa de alma e de assento, em situação de incêndio.

Figura 138: Influência da taxa de armadura negativa na rigidez e na variação acumulada da rotação das ligações viga-viga com chapa de alma e de assento, em situação em situação de incêndio.



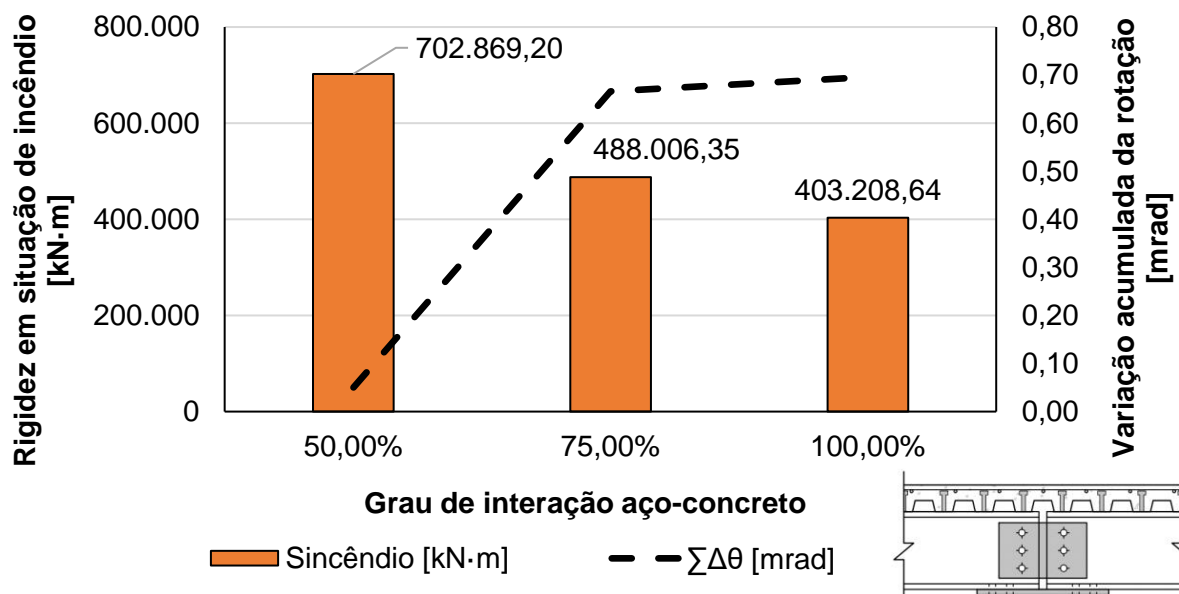
Fonte: Elaborado pelo autor.

Pela Figura 138, não é possível delinear uma relação clara e constante entre as variáveis analisadas. O modelo com taxa de armadura longitudinal negativa de 1,00% foi o que resultou a maior rigidez em situação de incêndio, com valores 122,3%, 63,0% e 33,3% superiores em relação às rijezas dos modelos com taxa de armadura negativa de, respectivamente, 0,50%, 0,75% e 1,25%. Por sua vez, a variação acumulada da rotação resultou o maior valor no modelo com taxa de armadura longitudinal negativa de 0,50%, o qual foi superior em 30,4%, 95,0% e 57,1% em relação aos modelos com taxas de armadura longitudinal negativa de, respectivamente, 0,75%, 1,00% e 1,25%.

Considerando toda a amplitude de variação da taxa de armadura longitudinal negativa, pode-se que afirmar que o aumento da taxa de aço contribuiu para aumentar a rigidez e para reduzir a capacidade de rotação da ligação.

Por sua vez, a Figura 139 ilustra a influência do grau de interação aço-concreto na rigidez e na variação acumulada da rotação das ligações mistas viga-viga com chapa de alma e de assento, em situação de incêndio.

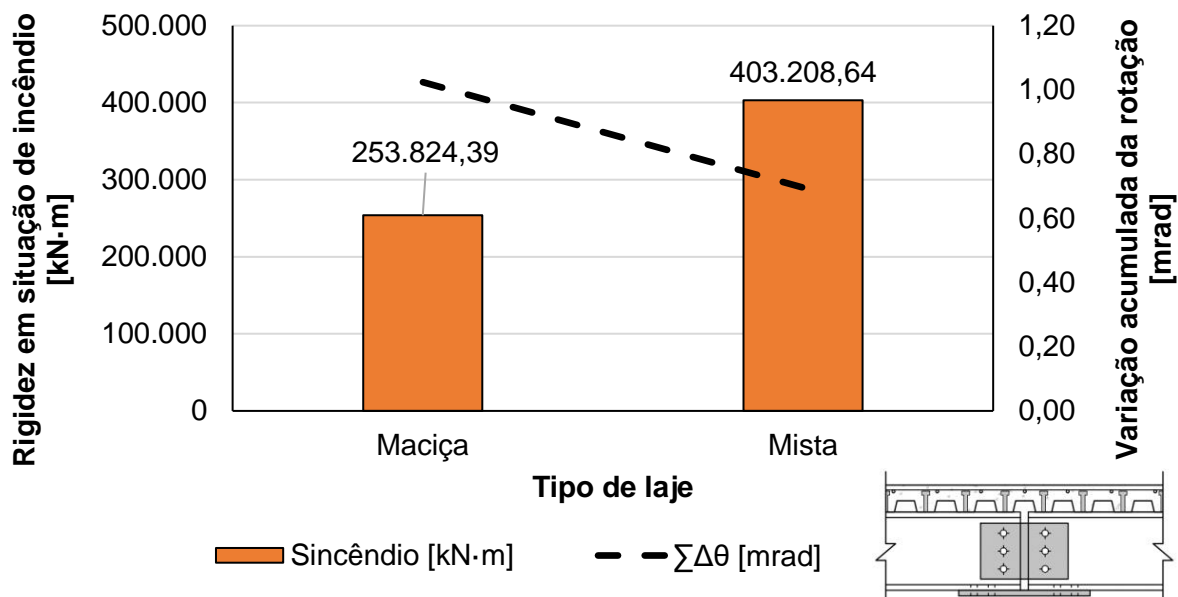
Figura 139: Influência do grau de interação aço-concreto na rigidez e na variação acumulada da rotação das ligações viga-viga com chapa de alma e de assento, em situação em situação de incêndio.



Pela Figura 139, observa-se que, quanto maior o grau de interação aço-concreto, maior foi a variação acumulada da rotação e menor foi a rigidez. Comparando os modelos com GI de 50 e 75%, houve uma redução de 30,6% na rigidez e um aumento de 1.232,8 na variação acumulada da rotação, respectivamente. Todavia, ao elevar o grau de interação de 75% para 100%, a rigidez da ligação reduziu 17,4%, enquanto a variação da capacidade de rotação aumentou somente 4,4%. Nesses modelos, a interação parcial restringiu a variação acumulada de rotação.

A Figura 140 apresenta o comportamento, em função do tipo de laje, da rigidez e da variação acumulada da rotação das ligações mistas viga-viga com chapa de alma e de assento, em situação de incêndio.

Figura 140: Influência do tipo de laje na rigidez e na variação acumulada da rotação das ligações viga-viga com chapa de alma e de assento, em situação em situação de incêndio.

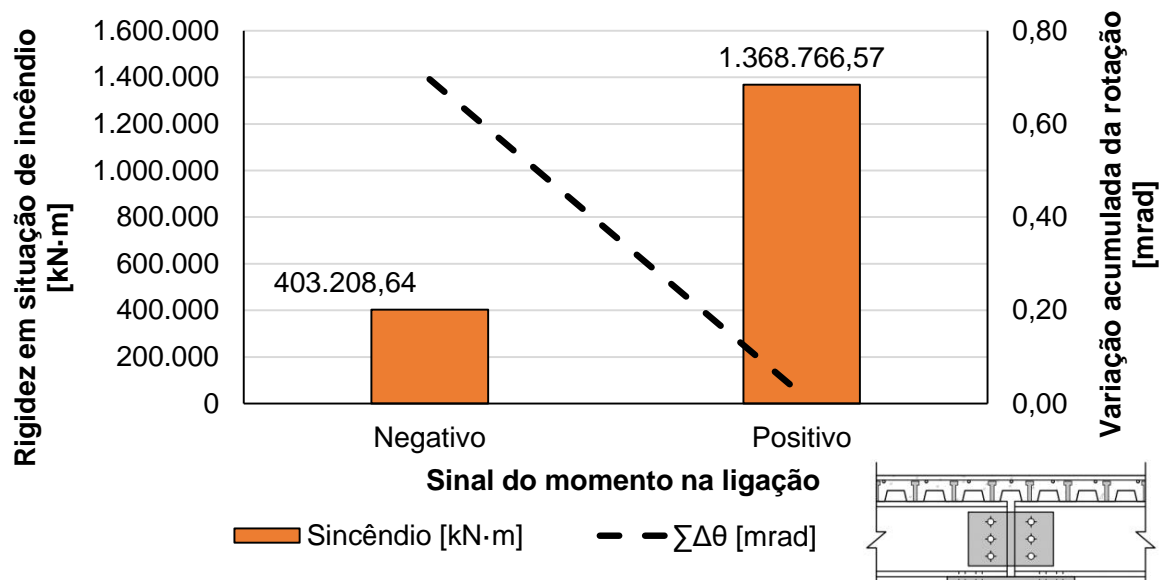


Fonte: Elaborado pelo autor.

Pela Figura 140, diferentemente do observado nas análises anteriores, verifica-se que o modelo com laje maciça apresentou menor rigidez (valor 37,1% inferior) e maior capacidade de rotação (valor 47,1% superior).

A Figura 141 apresenta a influência do sentido do momento na ligação na rigidez e na variação acumulada da rotação das ligações mistas viga-viga com chapa de alma e de assento, em situação de incêndio.

Figura 141: Influência do sinal do momento na ligação na rigidez e na variação acumulada da rotação das ligações viga-viga com chapa de alma e de assento, em situação em situação de incêndio.

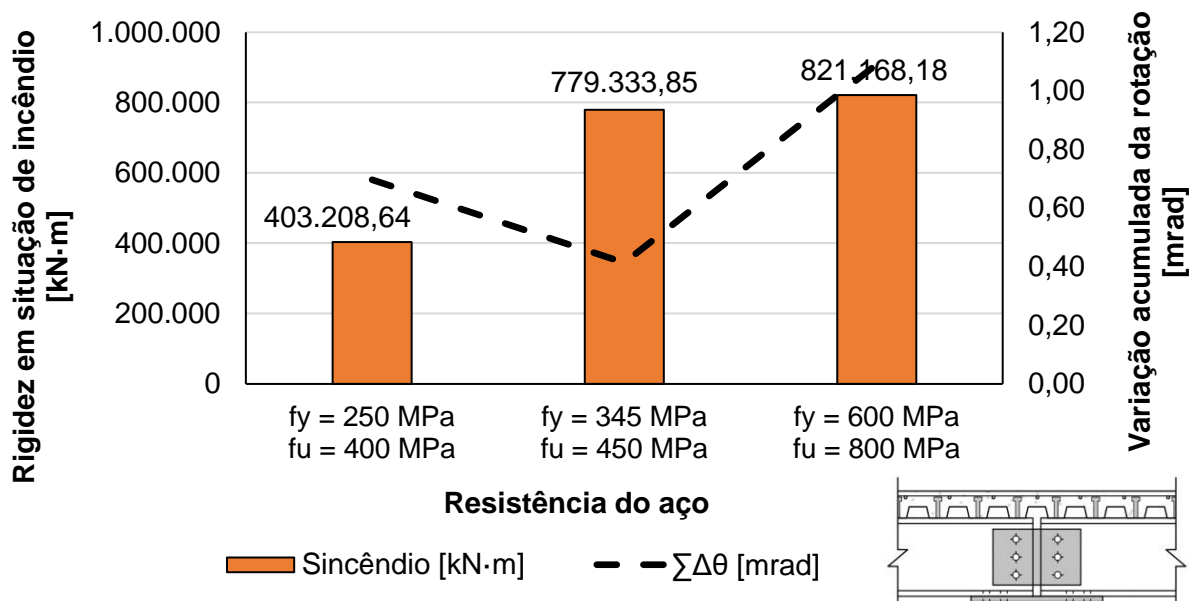


Fonte: Elaborado pelo autor.

Pela Figura 141, observa-se que o sentido do momento na ligação influenciou consideravelmente a rigidez da ligação. No modelo com momento positivo (isto é, com tração no bordo inferior e compressão no bordo superior), a rigidez foi 239,5% superior que a do modelo com momento negativo na ligação, enquanto a variação acumulada da rotação foi praticamente nula, com valor 35 vezes inferior à do modelo com momento negativo. O momento negativo causa tração no concreto. Pelo fato de o concreto possuir comportamento frágil à tração, a laje de concreto na região da ligação apresenta maior fissuração e, conseqüentemente, a rotação aumenta, reduzindo a rigidez. De forma análoga, no modelo com momento positivo, o concreto está sujeito a compressão e, por possuir comportamento dúctil à tal esforço, tem-se menor rotação e elevado valor de rigidez.

Em relação à influência da resistência dos materiais, a Figura 142 apresenta a influência da resistência do aço dos perfis na rigidez e na variação acumulada da rotação ligações mistas viga-viga com chapa de alma e de assento, em situação de incêndio.

Figura 142: Influência da resistência do aço dos perfis na rigidez e na variação acumulada da rotação das ligações viga-viga com chapa de alma e de assento, em situação em situação de incêndio.



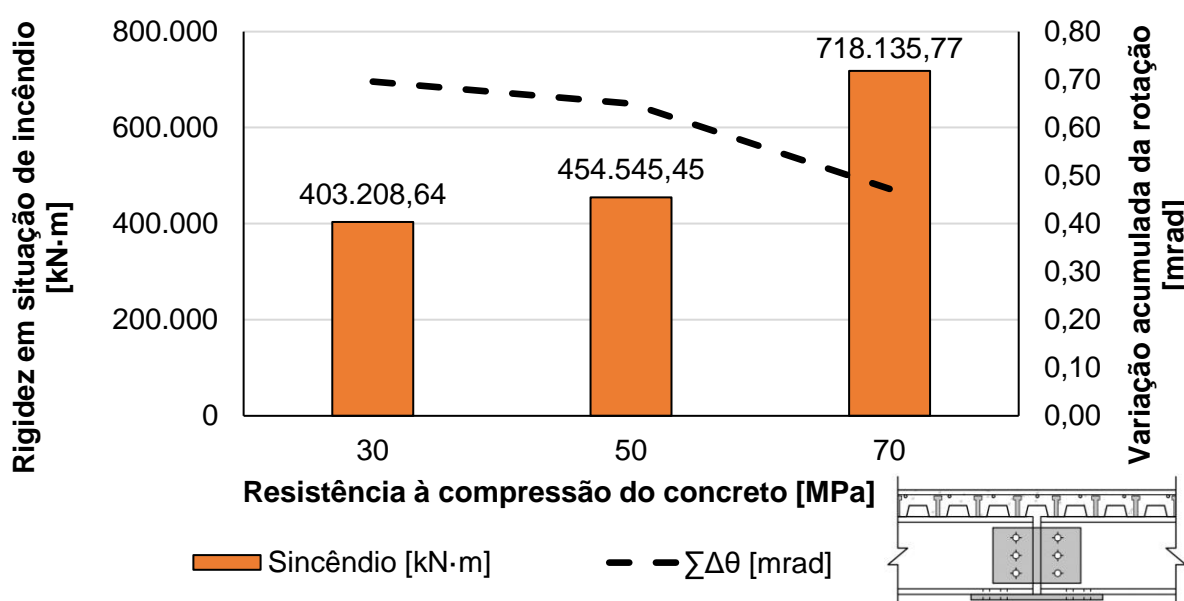
Fonte: Elaborado pelo autor.

Pela Figura 142, observa-se que uma relação direta entre a resistência do aço dos perfis e a rigidez. Porém, não é possível delinear um comportamento típico da variação acumulada da capacidade de rotação com a resistência do aço dos perfis. Quantitativamente, ao aumentar a resistência ao escoamento de 250 MPa para 345 MPa, houve um aumento de 93,2% na rigidez e uma redução de 40,6% na variação acumulada da rotação. Por sua vez, entre os modelos com resistência de escoamento de 345 MPa e 600 MPa, verificou-se aumentos de 5,4% e 164,1% na rigidez e na variação acumulada da rotação, respectivamente.

Ao elevar a resistência ao escoamento do aço de 250 MPa para 345, o parâmetro mais influenciado foi a rigidez. Por sua vez, ao elevar a resistência ao escoamento do aço de 345 MPa para 600 MPa, a rigidez permaneceu praticamente constante, enquanto a capacidade rotacional foi fortemente influenciada.

Por fim, a Figura 143 expõe a influência da resistência à compressão do concreto da laje no comportamento da rigidez e da variação acumulada da rotação das ligações mistas viga-viga com chapa de alma e de assento, em situação de incêndio.

Figura 143: Influência da resistência à compressão do concreto na rigidez e na variação acumulada da rotação das ligações viga-viga com chapa de alma e de assento, em situação de incêndio.



Fonte: Elaborado pelo autor.

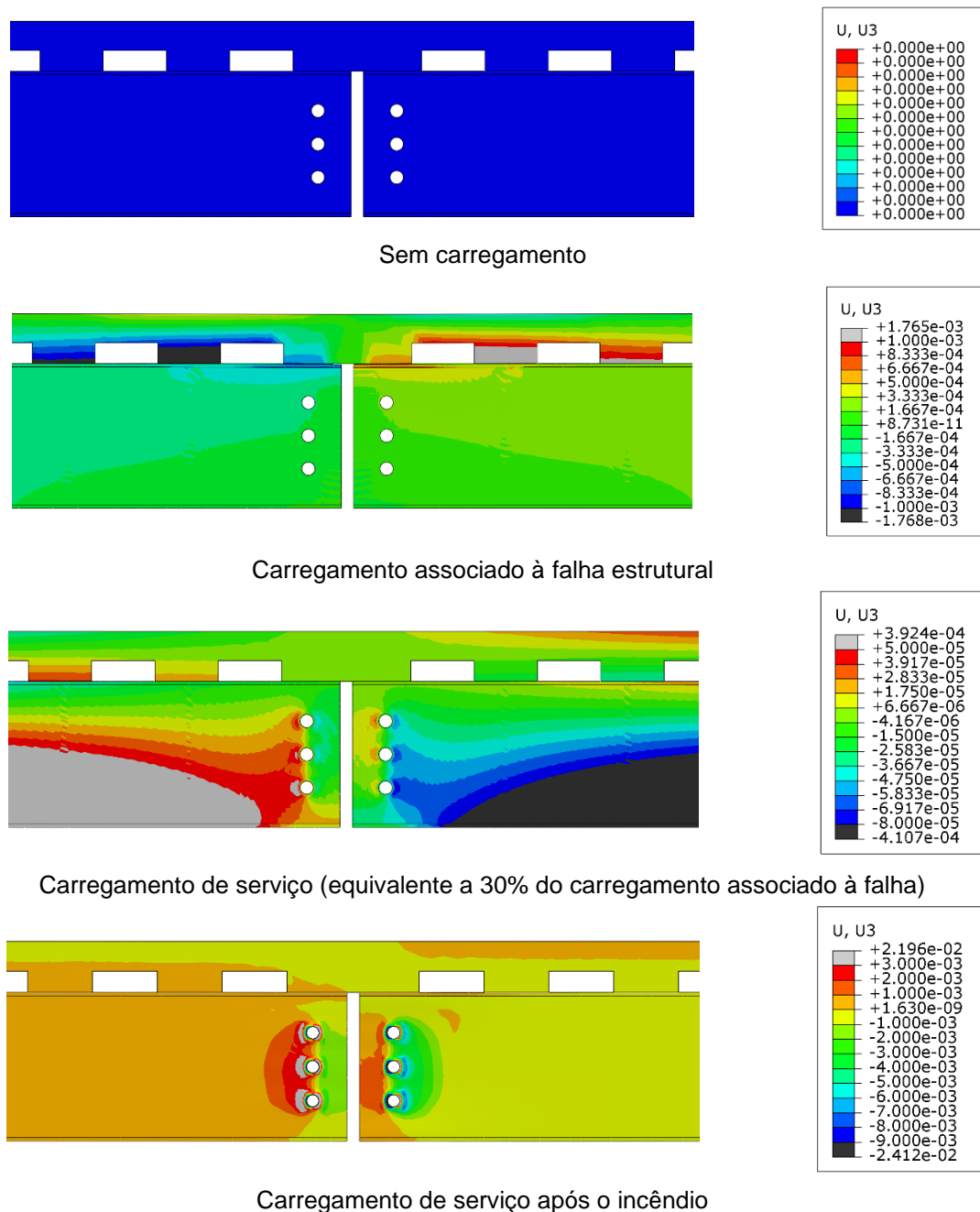
Pela Figura 143, verifica-se que uma relação direta entre a resistência do concreto e a rigidez e uma relação indireta entre a resistência do concreto e a variação acumulada da rotação. Precisamente, ao elevar a resistência a compressão do concreto de 30 MPa para 50 MPa, a rigidez aumentou 12,7% e a variação acumulada da rotação reduziu 6,6%. Por sua vez, ao elevar a resistência a compressão do concreto de 50 MPa para 70 MPa, a rigidez apresentou um aumento de 60,0%, enquanto a variação acumulada da rotação reduziu 27,3%.

Considerando toda a amplitude de variação, um aumento de 133% na resistência do concreto (de 30 MPa para 70 MPa), fez com que a rigidez durante o incêndio aumentasse 78,1%. Em contrapartida, a variação da capacidade de rotação reduziu 32,1%.

Em todos os modelos, o tempo de resistência ao fogo foi de, aproximadamente, 30 min, com variações inferiores a dois minutos entre os modelos. Analogamente ao descrito nas

seções 7.1.2 e 7.1.3, a Figura 144 apresenta o deslocamento axial da viga para diversas situações de carregamento, corroborando e ilustrando o fenômeno descrito anteriormente.

Figura 144: Deslocamento axial do modelo com *variáveis default* de ligação viga-viga, mista de aço e concreto, com chapa de alma e de assento, em diversas etapas da análise. Deslocamentos em m.

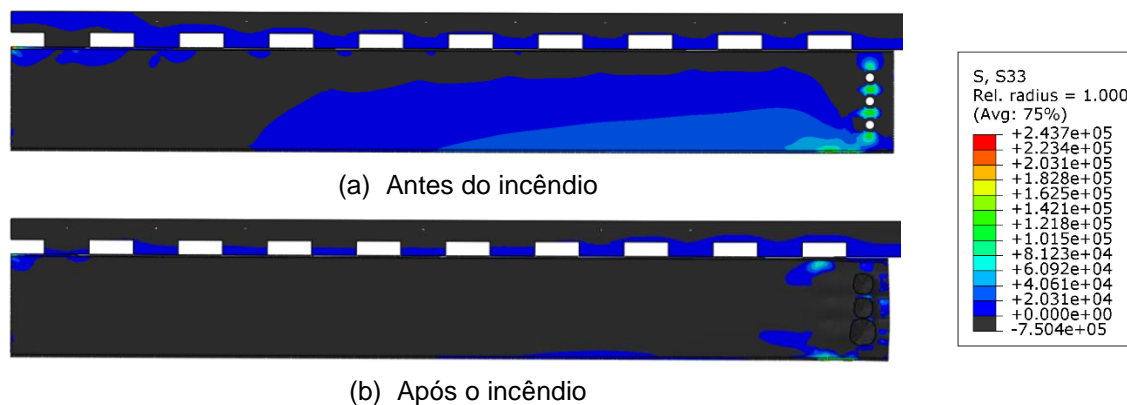


Fonte: Elaborado pelo autor.

Além disso, a Figura 145 apresenta os elementos da ligação com tensões axiais de tração antes do início do incêndio e após a ocorrência deste, evidenciando o surgimento de tensões de tração na laje de concreto na região da ligação. Pela Figura 145, nota-se tensões de tração na viga tornaram-se de compressão em praticamente todos os elementos. Caso os

parafusos da ligação de alma não tivessem falhado, provavelmente a ligação falharia por alguma instabilidade, conforme descrito na seção 2.3 do presente trabalho.

Figura 145: Tensões axiais de tração (a) antes do incêndio e (b) após o incêndio do modelo com variáveis *default* de ligação viga-viga, mista de aço e concreto, com chapa de alma e de assento. Tensões em kN/m².



Dentre todos os modelos processados, no instante da falha, a maior temperatura observada na face superior da laje de concreto foi de, aproximadamente, 179 °C.

7.4 COMPARAÇÃO ENTRE AS LIGAÇÕES ESTUDADAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Comparando a perda de rigidez em relação aos valores aferidos em temperatura ambiente, a ligação mista viga-viga foi a que apresentou a maior perda, tendo resultado um quociente médio $S_{i,ambiente}/S_{incêndio}$ de, aproximadamente, 297,7%. Tal número indica que a rigidez em temperatura ambiente foi, em média, três vezes maior que a rigidez em situação de incêndio.

Por sua vez, a ligação mista viga-pilar com chapa de extremidade apresentou um quociente médio $S_{i,ambiente}/S_{incêndio}$ de, aproximadamente, 99,2%. Logo, praticamente não houve variação da rigidez durante o incêndio.

O caso intermediário ficou por conta da ligação mista viga-pilar com dupla cantoneira de alma, o que apresentou um quociente médio $S_{i,ambiente}/S_{incêndio}$ de, aproximadamente, 120,5%.

Quanto à variação acumulada da capacidade de rotação, a ligação mista viga-pilar com dupla cantoneira de alma foi a que resultou a maior variação (1,20 mrad, em média). As ligações viga-pilar com chapa de extremidade e a ligação viga-viga com chapa de alma e assento resultaram valores médios de 0,57 mrad e 0,60 mrad, respectivamente (praticamente

metade). Tal diferença explica-se, sobretudo, pelo fato da ligação mista viga-pilar com dupla cantoneira de alma ser mais flexível.

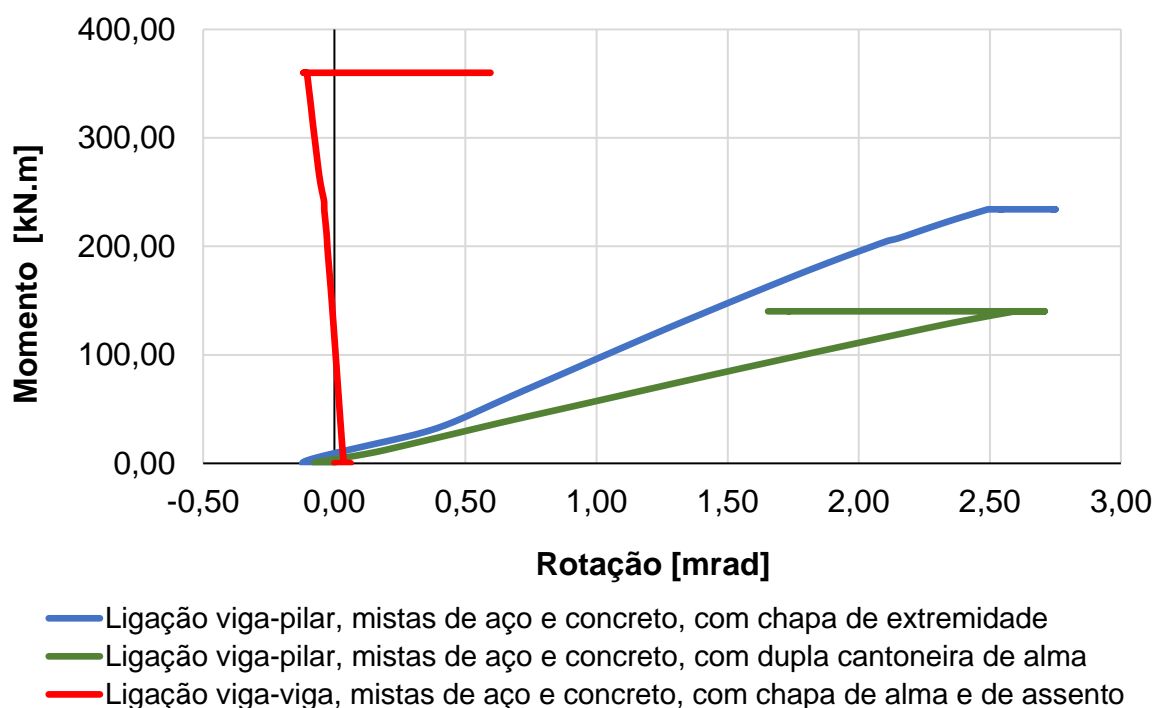
O Quadro 51 detalha, para os tipos de ligação estudados nesse trabalho, os valores médios da rigidez em temperatura ambiente, da rigidez em situação de incêndio e da variação acumulada da capacidade de rotação. Por sua vez, a Figura 146 e a Figura 147 comparam, para o modelo 2 do conjunto 1 (quando aplicável) os tipos de ligação estudados, a curva momento-rotação e o comportamento da rotação em função da temperatura, respectivamente.

Quadro 51: Valores médios da rigidez em temperatura ambiente, da rigidez em situação de incêndio e da variação acumulada da capacidade de rotação para os tipos de ligação estudados.

Tipo de ligação	Valores médios			
	$S_{i,ambiente}$ [kN·m]	$S_{incêndio}$ [kN·m]	$S_{i,ambiente}/S_{incêndio}$	$\sum \Delta\theta$ [mrad]
Ligações viga-pilar, mistas de aço e concreto, com chapa de extremidade	95.599,51	96.392,28	99,2%	0,57
Ligações viga-pilar, mistas de aço e concreto, com dupla cantoneira de alma	38.485,11	31.945,65	120,5%	1,20
Ligações viga-viga, mistas de aço e concreto, com chapa de alma e de assento	1.655.071,30	555.982,17	297,7%	0,62

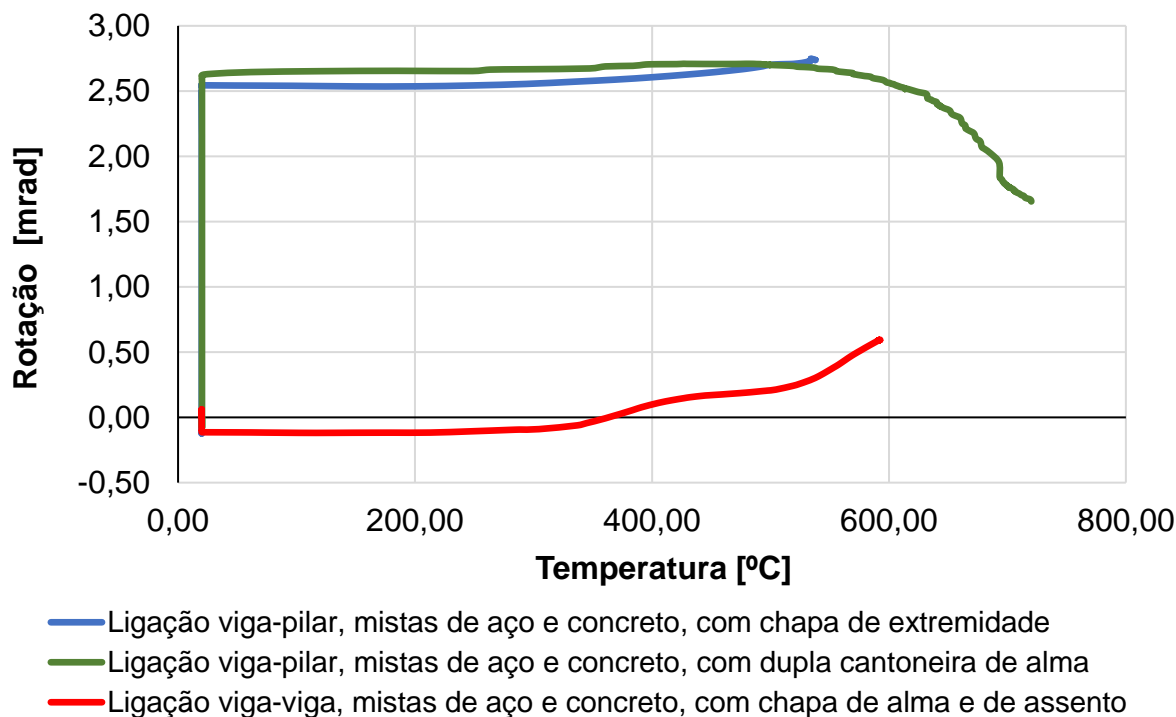
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 146: Comparação, para os tipos de ligação estudados, da curva momento-rotação do modelo 2, em situação de incêndio.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 147: Comparação, para os tipos de ligação estudados, do comportamento da rotação em função da temperatura.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Pela Figura 146 e pela Figura 147, observa-se que, até o instante da falha, a ligação mista viga-pilar com chapa de extremidade e a ligação mista viga-viga, com chapa de alma e de assento, apresentaram apenas crescimento no valor da rotação. Por sua vez, na ligação viga-pilar, mista de aço e concreto, com dupla cantoneira de alma, verifica-se um crescimento da rotação com valores seguidos de um considerável decréscimo, o que auxilia a justificar a maior variação acumulada da rotação nessa ligação, bem como sua menor rigidez.

8. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DA ESTRUTURA EM FUNÇÃO DA LIGAÇÃO

A consideração do comportamento global da estrutura é de extrema importância ao estudar as ligações mistas em situações de incêndio. Nessa situação, é analisado o desempenho da estrutura como um todo, levando em consideração a interação entre os diferentes elementos e componentes. Em situações de incêndio, as altas temperaturas podem causar a perda de resistência do aço e a deterioração das propriedades mecânicas do concreto, comprometendo a estabilidade e a segurança da estrutura.

Nesse sentido, compreender o comportamento global é essencial para garantir a capacidade da estrutura de suportar as cargas e as deformações resultantes do incêndio. A transferência de cargas entre os elementos de aço e concreto, por meio das ligações mistas, desempenha um papel crucial nesse processo. As ligações mistas devem ser projetadas levando em consideração as altas temperaturas e as deformações diferenciais que ocorrem durante um incêndio, permitindo a redistribuição adequada das forças internas e garantindo a estabilidade da estrutura.

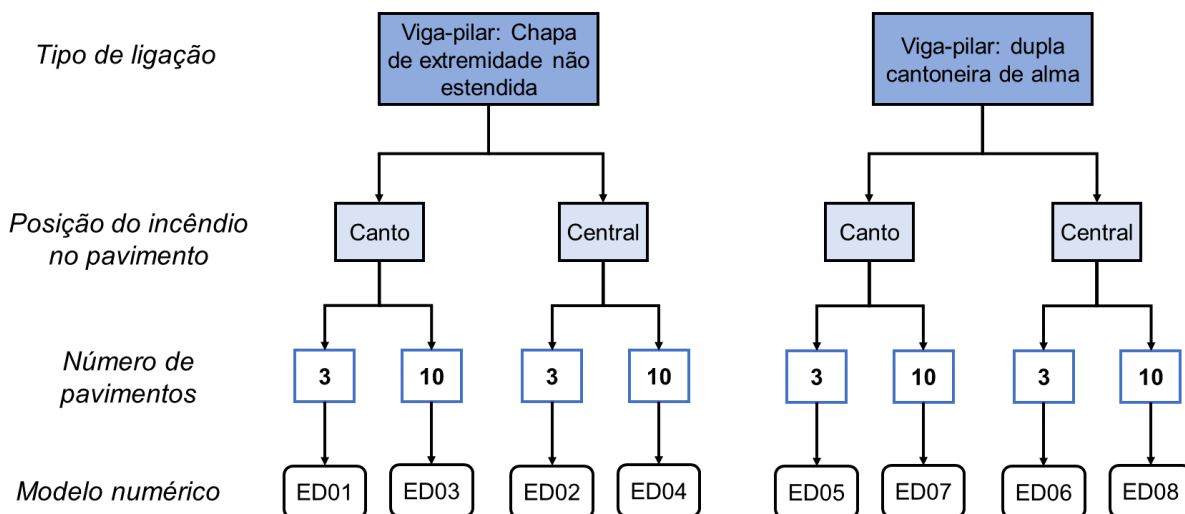
A fim de avaliar a influência das ligações no comportamento de estruturas em situação de incêndio, foram construídos 8 modelos de edifícios, no software Abaqus®, sujeitos a carregamentos verticais. As variáveis paramétricas foram o tipo de ligação (rigidez da ligação viga-pilar), a posição do incêndio no pavimento e o número de pavimentos. Sendo assim, foram analisados oito modelos de edifícios expostos no Quadro 52. Por sua vez, a Figura 148 apresenta um fluxograma da parametrização dos modelos de edifícios.

Quadro 52: Partes e respectivos elementos e malhas empregados nas análises numéricas do edifício.

#	Tipo de ligação	n _{pavimentos}	Posição do aquecimento
ED01	Mista com chapa de extremidade não estendida	3	Extremidade
ED02		3	Central
ED03		10	Extremidade
ED04		10	Central
ED05	Mista com dupla cantoneira de alma	3	Extremidade
ED06		3	Central
ED07		10	Extremidade
ED08		10	Central

Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 148: Fluxograma da parametrização dos modelos de edifícios.

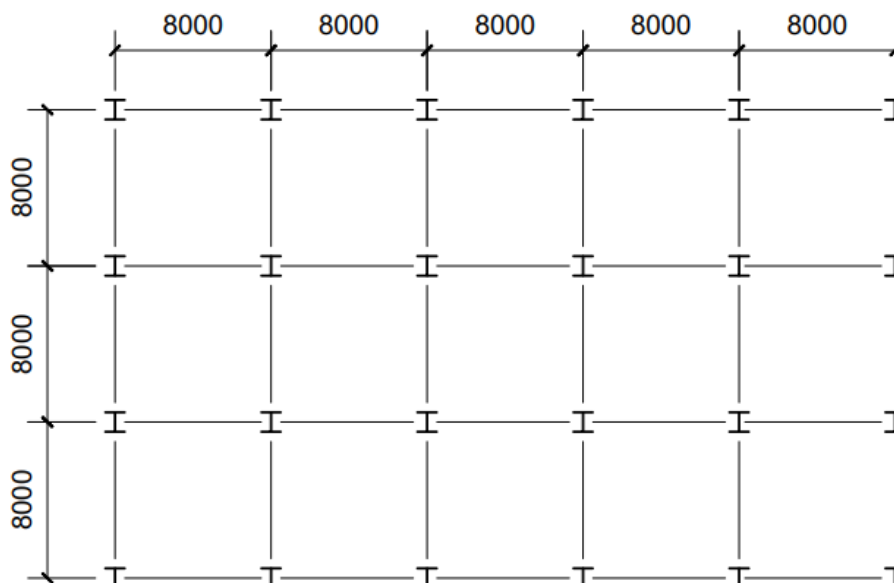


Fonte: Elaborado pelo autor.

As ligações foram representadas por meio dos valores de resistência e rigidez verificados nos modelos numérico - vide Capítulos 6 e 7. Vale lembrar que, em tais capítulos, foram simulados modelos isolados de ligações que representavam seções de pilares laterais, centrais e de canto de edificações com três e 10 pavimentos (vide Quadro 31 e Quadro 32). Para inserir a mola no modelo estrutural, a ferramenta "*Interaction - Special - Spring*" do Abaqus® foi utilizada. Ela permite conectar dois pontos atribuindo o valor da rigidez rotacional da conexão.

A Figura 149 apresenta um esquema do pavimento tipo das edificações analisadas. O pé-direito considerado foi de 3 metros.

Figura 149: Pavimento tipo das edificações analisadas.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Para as vigas e pilares, adotou-se as seções pré-dimensionadas e analisadas nas Seções 6 e 7 do presente trabalho. Especificamente, foi utilizado o perfil VS 350 x 38 para as vigas e, para os pilares, as seções expostas no Quadro 53. Por sua vez, o Quadro 54 apresenta os valores de rigidez que foram considerados em cada modelo, tanto em temperatura ambiente quanto em situação de incêndio. Os valores expressos no Quadro 54 consistem nos valores de rigidez dos modelos de ligação isolada com as variáveis *default*, determinados por meio das análises descritas nos Capítulos 6 e 7.

Quadro 53: Seções de pilares utilizadas na análise do edifício.

$n_{\text{pavimentos}}$	Tipo de pilar	Perfil
10	Canto	CS 350 x 144
10	Lateral	CS 450 x 280
10	Central	CS 600 x 546
3	Canto	CS 250 x 49
3	Lateral	CS 300 x 92
3	Central	CS 400 x 155

Fonte: Elaborado pelo autor.

Quadro 54: Valores de rigidez das molas utilizadas nas ligações viga-pilar do edifício.

Tipo de ligação	Número de pavimentos	S_i [kN·m]			$S_{\text{incêndio}}$ [kN·m]		
		Viga-pilar de canto	Viga-pilar lateral	Viga-pilar central	Viga-pilar de canto	Viga-pilar lateral	Viga-pilar central
Chapa de extremidade não estendida	3	75.309,2	97.917,4	60.148,3	19.384,8	77.585,4	128.475,6
	10	69.416,7	120.659,3	158.585,7	56.732,0	96.557,2	107.900,9
Dupla cantoneira de alma	3	36.229,4	39.609,3	38.002,7	27.758,8	37.369,8	30.877,2
	10	47.138,8	40.597,5	42.099,6	34.462,7	33.652,2	33.090,2

Fonte: Elaborado pelo autor.

Por meio dessa metodologia, visou-se avaliar a influência das ligações no comportamento da estrutura em situação de incêndio. Especificamente, os principais objetivos desse estudo foram investigar o tempo de resistência ao fogo dos edifícios, bem como a influência da rigidez da ligação, da posição do incêndio do pavimento e da redistribuição de esforços na estrutura.

Por tratar-se de um modelo extenso, dotado de muitos elementos, as vigas e pilares foram modelados com elementos de barra, do tipo *beam* B31. Por sua vez, as lajes foram modeladas como um elemento de casca *shell* S4R. Ele é utilizado para modelar cascas em análises estruturais, possui 4 nós e oferece eficiência computacional para simulações de lajes sujeitas à flexão.

Para simplificar o modelo e tornar factível a análise, do ponto de vista de custo computacional, admitiu-se uma interação do tipo "*Tie Constraint*" entre os bordos da laje e as vigas que a suportam.

O Quadro 55 apresenta a malha adotada para a modelagem dos elementos.

Quadro 55: Partes e respectivos elementos e malhas empregados nas análises numéricas do edifício.

Parte	Tipo	Dimensão do elemento [mm]	Quantidade de elementos
Viga	B31	50	150
Pilar	B31	50	60
Laje	S4R	250	15.360

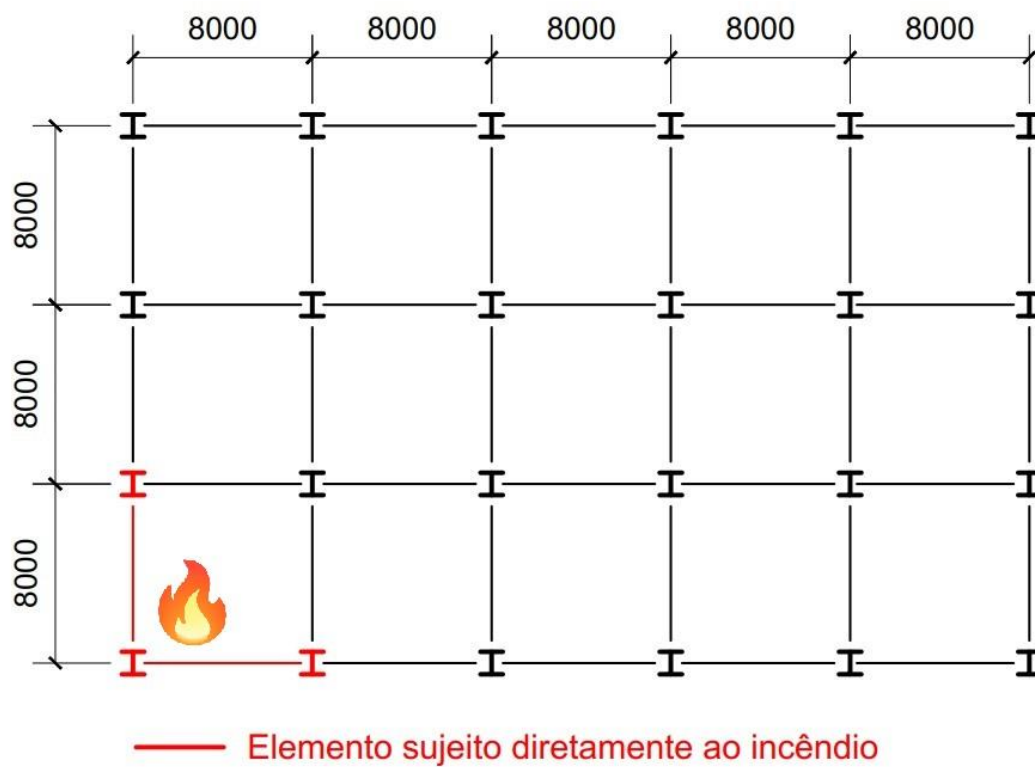
Fonte: Elaborado pelo autor.

Além disso, pelo fato de o elemento tipo *beam* B31 não possui graus de liberdade que permitam análises do tipo de transferência de calor, a análise térmica não foi realizada separadamente. Especificamente, foi realizada uma análise acoplada, dotada das seguintes etapas:

1. Aplicação de um carregamento de serviço uniformemente distribuído na laje, com intensidade de 3 kN/m². Carregamentos horizontais não foram considerados;
2. Aquecimento das vigas e pilares, por meio da ferramenta “*Predefined field*”. Para definir o comportamento da evolução da temperatura, inicialmente foram realizadas análises térmicas isoladas nos perfis das vigas e pilares aquecidos, com aquecimento conforme a curva de incêndio padrão (ISO 384, 1999). A partir das análises isoladas, foram determinados os comportamentos da temperatura ao longo do tempo no centro geométrico dos perfis. Tais valores foram inseridos no menu “Amplitude” do Abaqus®, a fim de aquecer os elementos dos modelos numéricos do edifício.

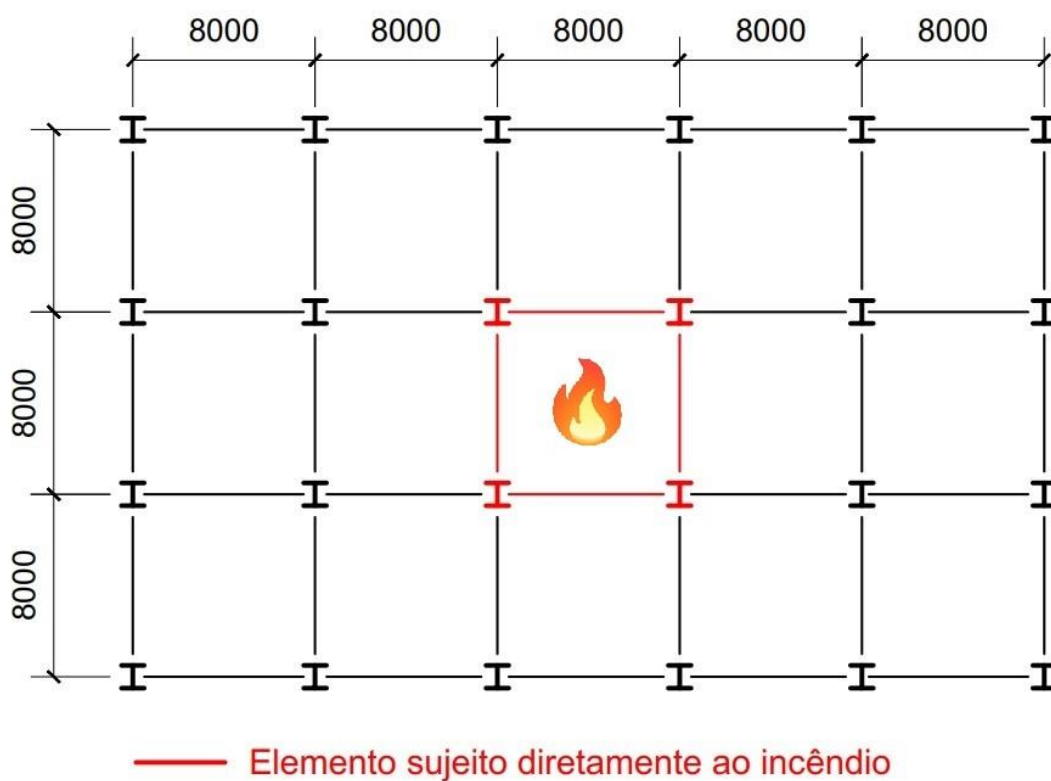
A Figura 150 e a Figura 151 ilustram as duas posições em que o incêndio foi considerado. Em ambos os casos, o incêndio foi considerado no primeiro pavimento. Pelo fato de as lajes terem sido modeladas como elementos de membrana, o aquecimento foi aplicado apenas nas vigas e pilares, a fim de assegurar maior confiabilidade ao modelo numérico.

Figura 150: Posição do aquecimento 1: incêndio atuando na extremidade do edifício.



Fonte: Elaborado pelo autor.

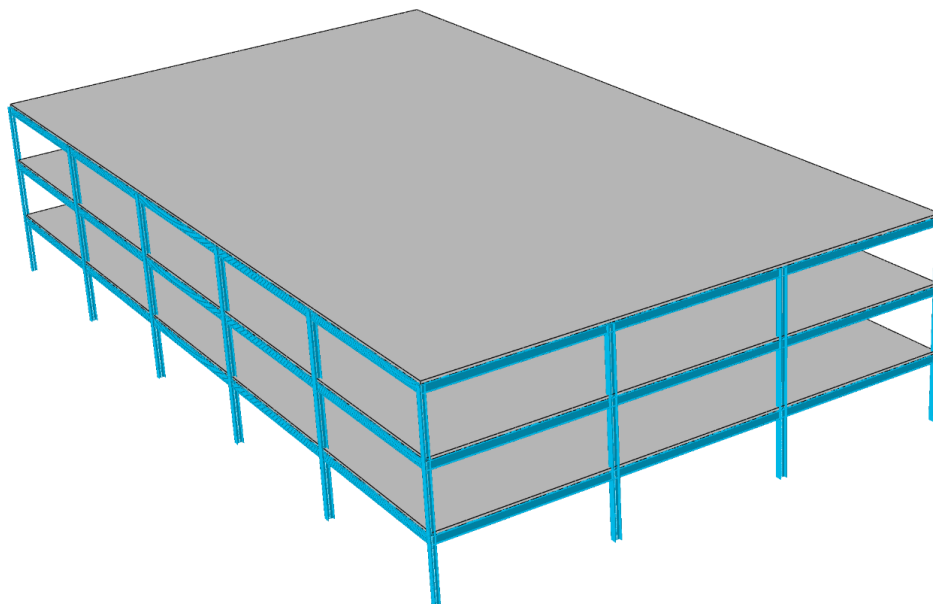
Figura 151: Posição do aquecimento 2: incêndio atuando no centro do edifício.



Fonte: Elaborado pelo autor.

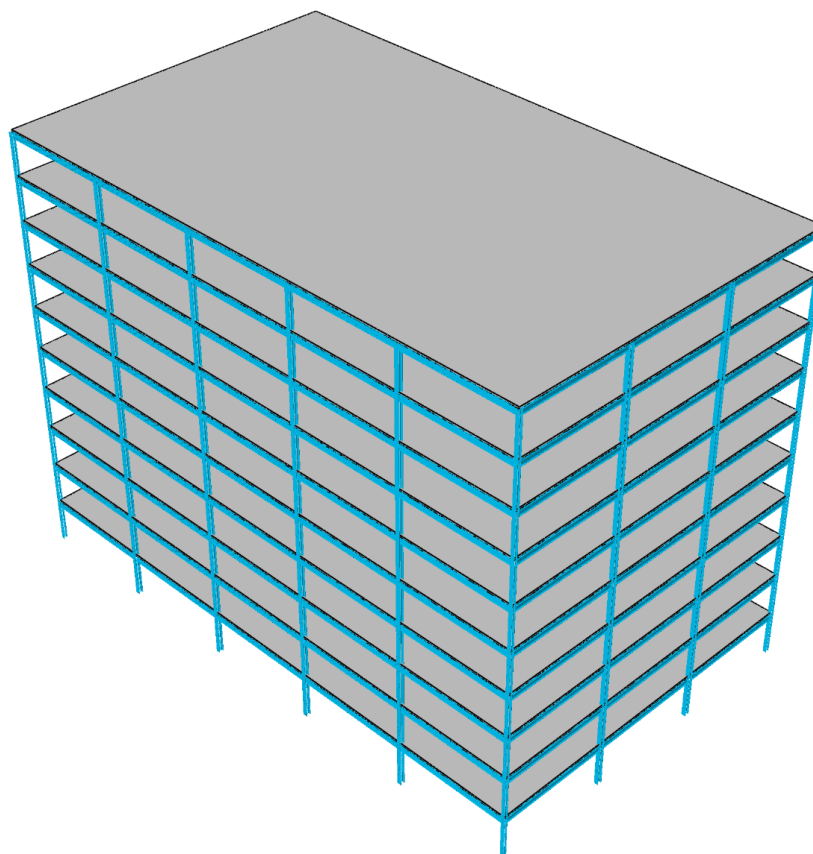
Por sua vez, a Figura 152 e a Figura 153 apresentam, respectivamente, os modelos numéricos de edifícios com 3 e 10 pavimentos.

Figura 152: Modelo numérico do edifício com três pavimentos.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 153: Modelo numérico do edifício com 10 pavimentos.



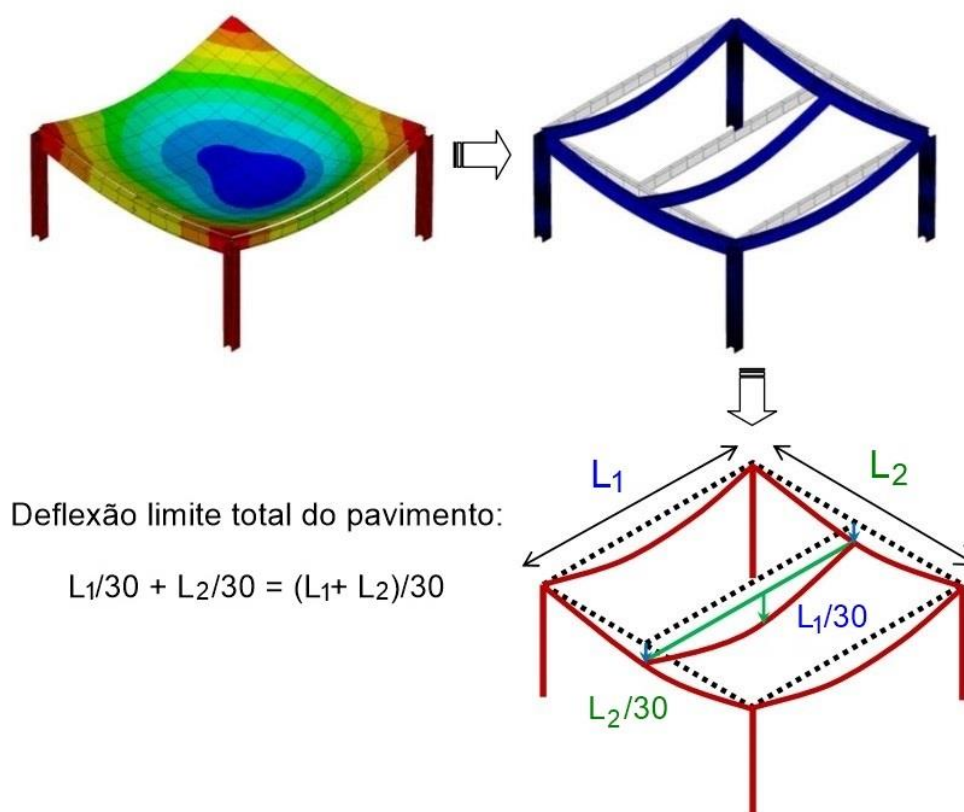
Fonte: Elaborado pelo autor.

Na análise de edifícios em situação de incêndio, é importante considerar a possibilidade de ocorrência de uma grande deformação no pavimento antes do colapso estrutural. A resistência da laje está diretamente relacionada à ação da membrana de tração presente na mesma, sendo necessário que essa grande deformação ocorra para ativar o mecanismo de suporte de carga proporcionado por essa membrana (O'CONNOR, 2003; BAILEY, 2001; BAILEY, 2006).

No entanto, é importante destacar que grandes deformações no piso também podem resultar na perda de desempenho estrutural. Isso ocorre devido ao surgimento de fissuras no concreto, altas deformações nas armaduras e, conseqüentemente, alterações nas distribuições de carga. A inclinação do piso também pode ser afetada, assim como a resistência dos materiais quando expostos a altas temperaturas.

Dentro desse contexto, a norma ISO 834 (1999), juntamente com diversos outros estudos, recomenda a consideração da deflexão $L/30$ como critério de falha de um elemento estrutural sujeito a flexão em situações de incêndio. No caso de pavimentos compostos por vigas primárias, vigas secundárias e lajes, é recomendado estabelecer um limite total de deflexão, levando em conta a soma das deflexões permitidas de cada elemento estrutural. Essa abordagem é ilustrada na Figura 154.

Figura 154: Limite de deflexão total de acordo com o critério de vão/30



Fonte: Adaptado de Vassart e Zhao (2011).

Assim, independentemente da distribuição das vigas, o limite de deflexão associado à falha é $(L_1+L_2)/30$, em que L_1 representa o comprimento das vigas secundárias e L_2 corresponde ao comprimento das vigas primárias.

Outras bibliografias, como a norma europeia EN 1992-1-2 (CEN, 2004), estabelece taxas de deflexão limite para avaliar elementos estruturais sujeitos à flexão submetido a um incêndio. Porém, o critério da taxa de deformação não é aplicado até que a deflexão limite igual a vão/30 seja excedida (VASSART; ZHAO, 2011).

Para garantir a validade do modelo numérico, foi simulado um modelo numérico considerando as ligações rígidas. O Quadro 56 apresenta a comparação entre a deflexão vertical no meio do vão de alguns elementos do modelo numérico com a deflexão analítica para os mesmos elementos, calculada considerando o momento de inércia de área da seção transformada da viga mista de aço e concreto.

Quadro 56: Comparação entre as deflexões verticais numérica e analítica em elementos estruturais do edifício.

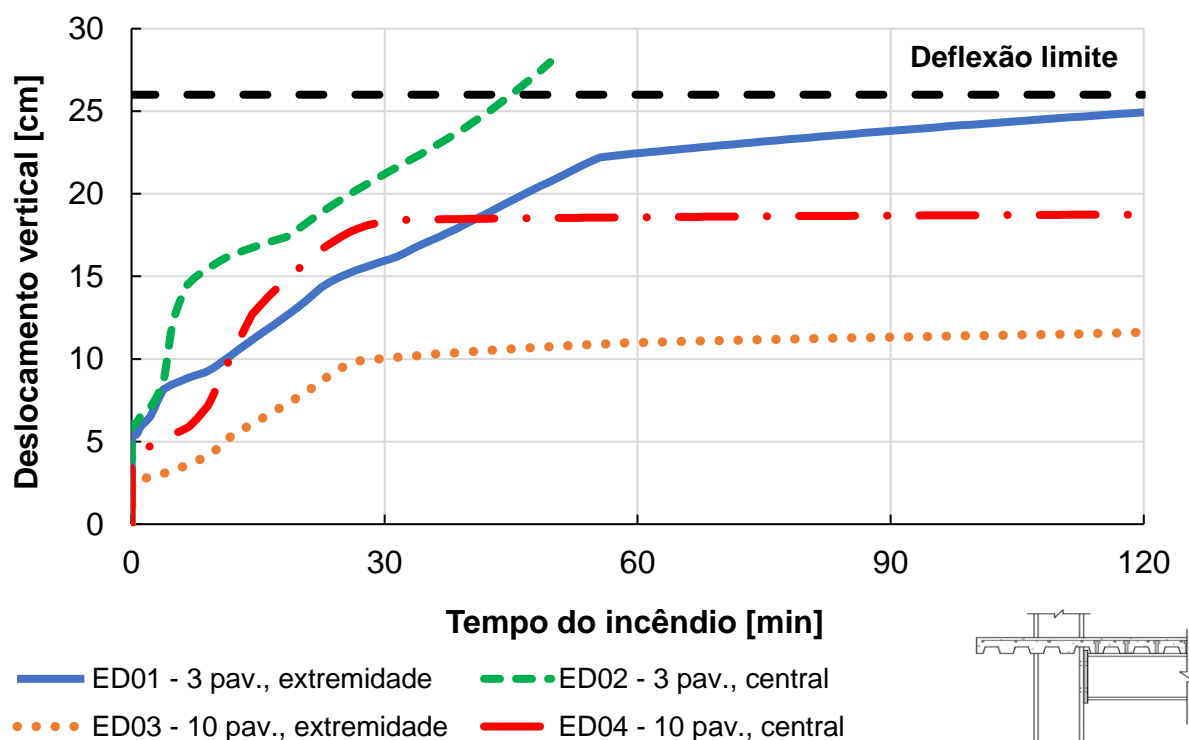
Elemento	Deflexão vertical numérica [mm]	Deflexão vertical analítica [mm]	Erro relativo [%]
Viga central	8,145	8,892	8,4
Viga lateral	3,812	4,446	14,3

Fonte: Elaborado pelo autor.

Dado que o maior erro relativo foi de 14,3% e que o maior erro absoluto foi de 0,747 mm, o modelo numérico do edifício foi considerado adequado para realizar a análise paramétrica proposta no Quadro 52. Para análises paramétricas mais extensas, recomenda-se validar o modelo numérico com base em algum ensaio experimental – como o de Cardington, por exemplo (VASSART; ZHAO, 2011).

A Figura 155 apresenta, para os modelos de edifícios com ligação mista viga-pilar com chapa de extremidade não estendida, o comportamento da deflexão vertical máxima no 1º pavimento ao longo do tempo de incêndio.

Figura 155: Comportamento da deflexão vertical máxima no 1º pavimento ao longo do tempo de incêndio para os modelos de edifícios com ligação mista viga-pilar com chapa de extremidade não estendida.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Para um tempo de incêndio de 120 minutos e dado que a deflexão limite é 26,6 cm (uma vez que o comprimento do vão é $L = 800$ cm e a deflexão limite é $L/30$), pela Figura 155, observa-se que apenas o modelo ED02 ultrapassou a deflexão limite para um tempo de, aproximadamente, 45 minutos. Tal modelo caracteriza-se por possuir 3 pavimentos e por um incêndio ocorrendo na região central do pavimento.

Por sua vez, observa-se ainda que o outro modelo com 3 pavimentos apresentou uma deflexão máxima de 24,9 cm, a qual é próxima do limite. Porém, ela ocorreu para um tempo de incêndio de 120 minutos. Ademais, também para o tempo de 120 minutos, os modelos com 10 pavimentos (ED03 e ED04) apresentaram deflexões máximas 11,6 cm e 18,7 cm.

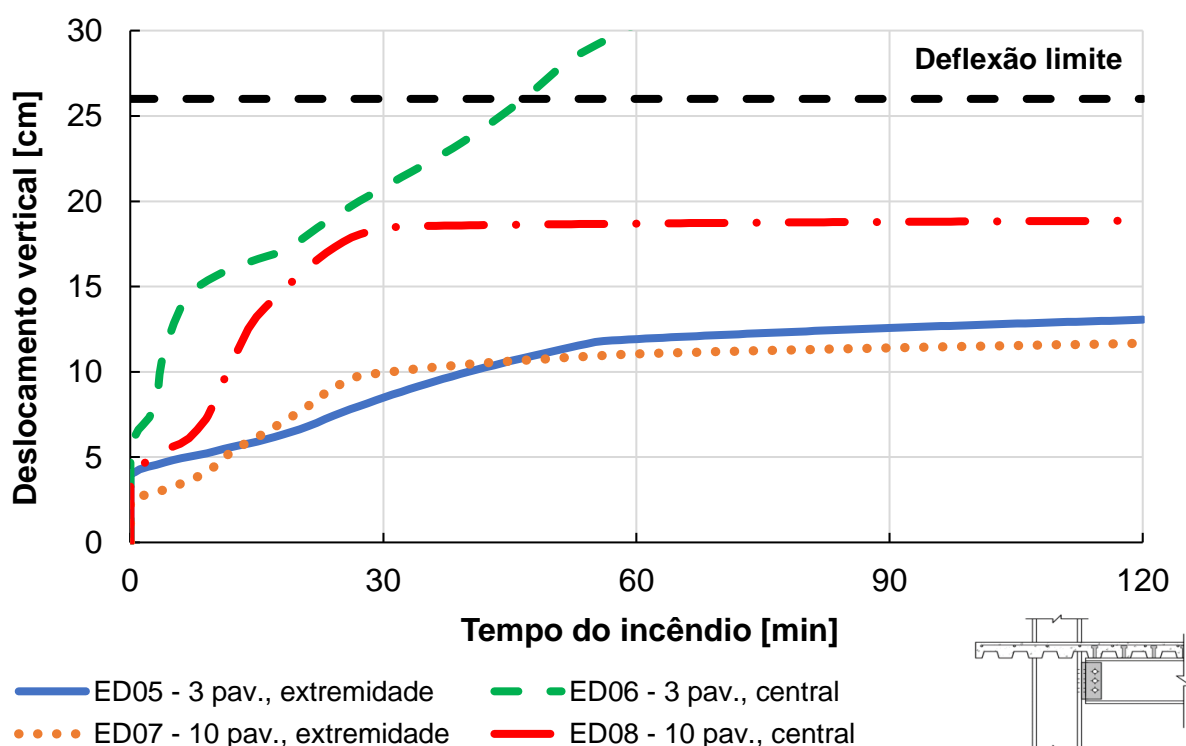
De modo geral, verificou-se que:

- Comparando os resultados dos modelos em que o incêndio ocorreu no canto do pavimento (ED01 e ED03) com os modelos sujeitos a um incêndio no centro do pavimento (ED02 e ED04, respectivamente), verificou-se valores menores de deflexão nos primeiros. Isso explica-se pelo fato de os elementos estruturais das extremidades estarem sujeitos a carregamentos de menor intensidade;
- Os modelos com 10 pavimentos, pelo fato de possuírem pilares com seções mais robustas, se mostraram mais resiliente para redistribuírem os esforços

durante um incêndio. Nenhum modelo com 10 pavimentos teve a deflexão vertical ultrapassando o limite de 26,6 cm. Pela Figura 155, observa-se que, para tais modelos, a deflexão vertical se estabilizou para um tempo de incêndio de, aproximadamente, 30 minutos.

Por sua vez, a Figura 156 apresenta, para os modelos de edifícios com ligação mista viga-pilar com dupla cantoneira de alma, o comportamento da deflexão vertical máxima no 1º pavimento ao longo do tempo de incêndio.

Figura 156: Comportamento da deflexão vertical máxima no 1º pavimento ao longo do tempo de incêndio para os modelos de edifícios com ligação mista viga-pilar com dupla cantoneira de alma.



Analogamente ao observado para os modelos de edifícios com ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida, verifica-se que somente o modelo ED06 ultrapassou a deflexão limite, a qual ocorreu para um tempo de, aproximadamente, 45 minutos.

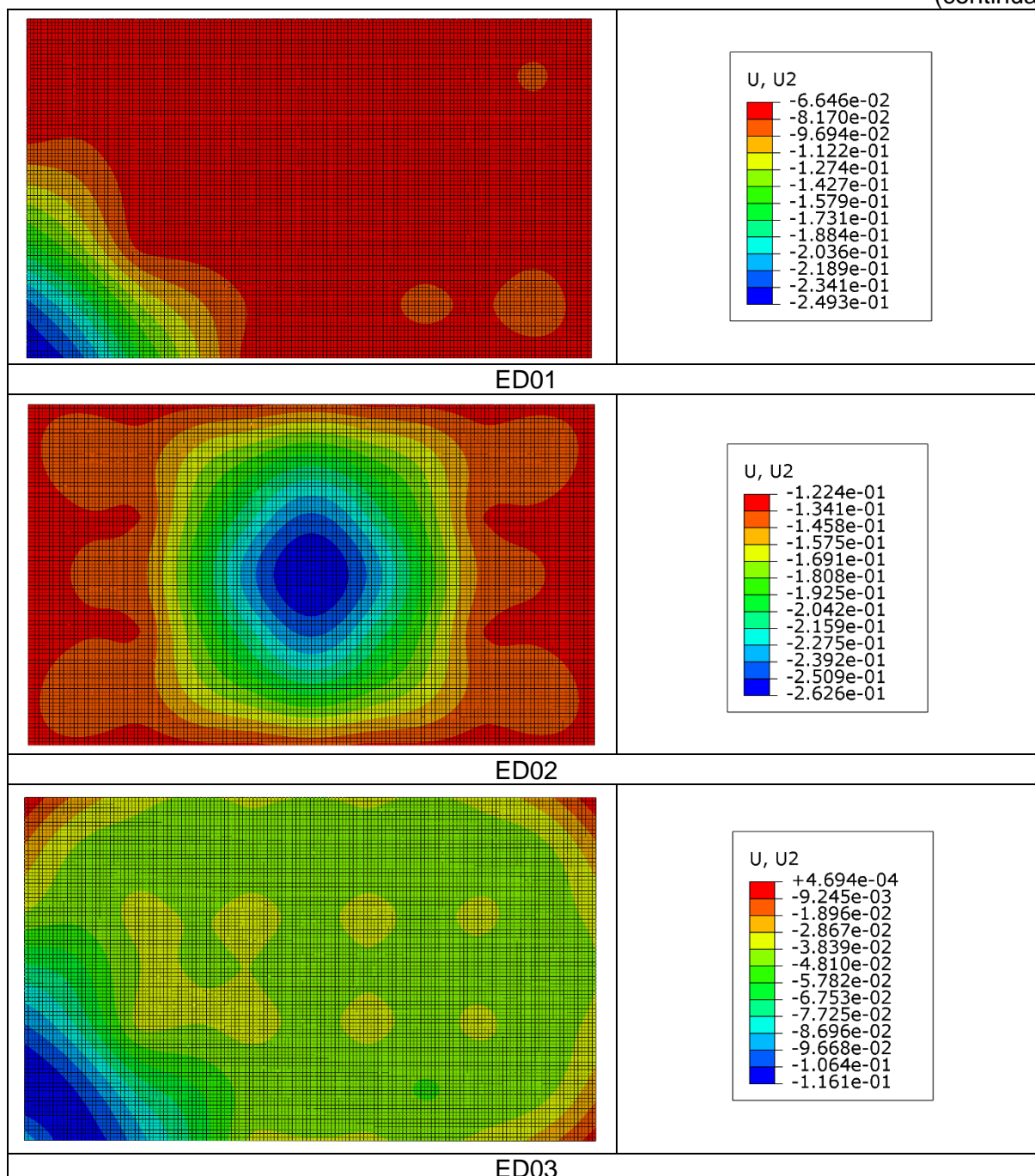
No geral, verificou-se pouca influência do tipo de ligação no comportamento da deflexão vertical máxima ao longo de incêndio. A maior divergência ficou por conta dos modelos ED01 e ED05. Pelo fato de a ligação viga-pilar com dupla cantoneira de alma ser mais flexível, ela permitiu uma redistribuição de esforços mais rápida e, conseqüentemente, o deslocamento vertical máximo se estabilizou para um tempo de incêndio menor - 60 minutos para ED01 e 52 minutos para ED05, aproximadamente. Além disso, para um tempo de

incêndio de 120 minutos, a deflexão vertical máxima do ED01 foi de 24,9 cm, enquanto a do ED05 foi de 13,1 cm (redução de 47,4%).

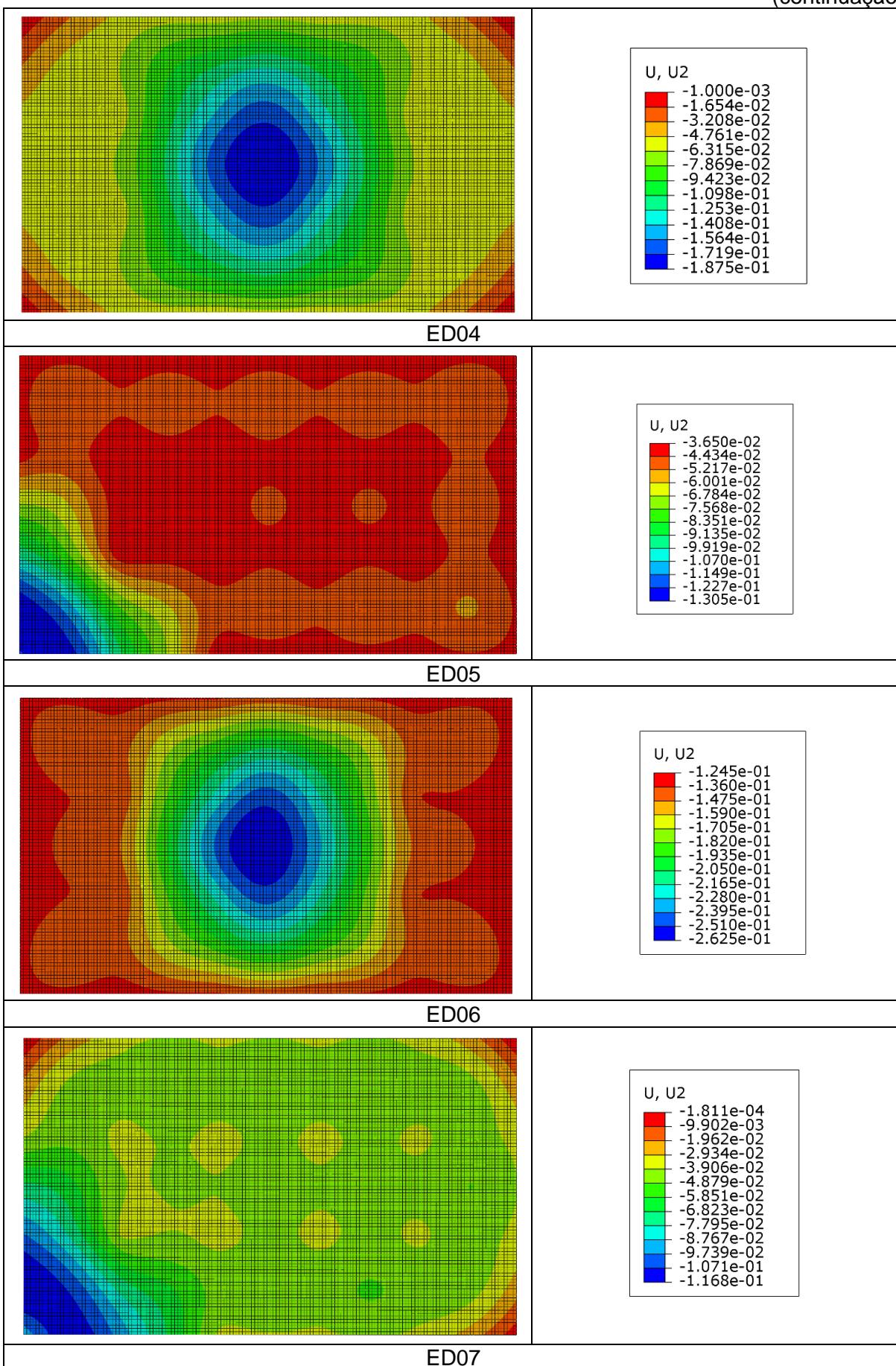
Para corroborar os resultados expostos e discutidos anteriormente, a Figura 157 apresenta uma comparação entre a deflexão vertical no 1º pavimento de todos os modelos após os 120 minutos de incêndio ou até a deflexão limite ter sido atingida (nos casos dos modelos ED02 e ED06).

Figura 157: Deflexão vertical no 1º pavimento, após o incêndio, nos modelos numéricos dos edifícios. Valores em m.

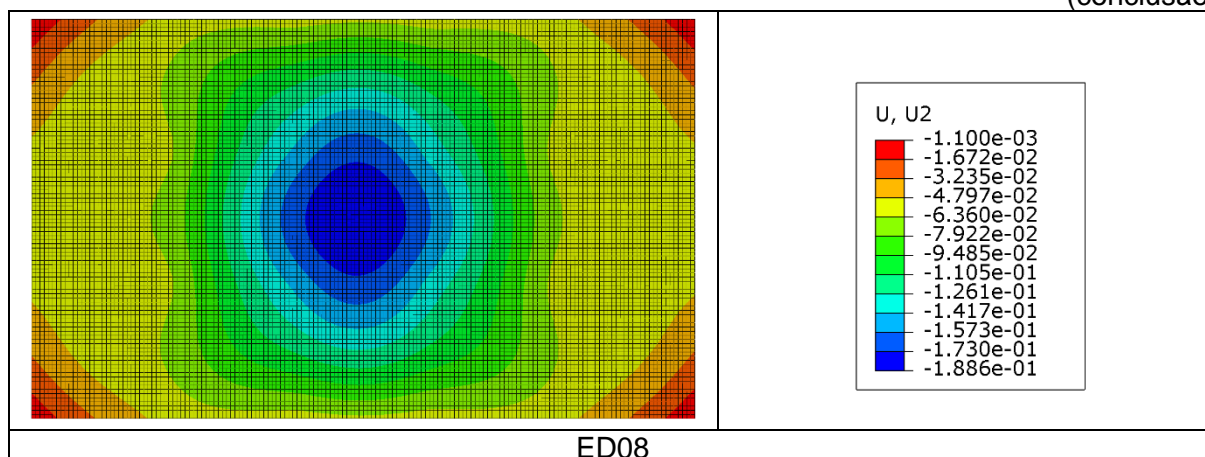
(continua)



(continuação)



(conclusão)



Fonte: Elaborado pelo autor.

Pela Figura 157, é possível perceber a influência dos pilares mais rígidos na distribuição da deflexão no pavimento, uma vez que, nos modelos ED03 e ED07, a deflexão máxima não ocorreu exatamente sobre o pilar.

Por fim, vale lembrar que nas análises numéricas de ligações isoladas viga-pilar, mistas de aço e concreto, com chapa de extremidade não estendida, verificou-se um TRF de, aproximadamente, 23 minutos, com variações inferiores a três minutos entre os modelos. Já nos modelos de ligações isoladas viga-pilar, mistas de aço e concreto, com dupla cantoneira de alma, o TRF foi de, aproximadamente, 26 min, com variações inferiores a dois minutos entre os modelos.

Portanto, verifica-se que, na análise global, o TRF dos edifícios foi superior em todos modelos, visto que os modelos de edifícios que demonstraram o menor TRF (ED02 e ED06) resistiu por tempos de, aproximadamente, 45 minutos. Por sua vez, os outros 6 modelos suportaram 120 minutos de incêndio sem atingir a deflexão limite de $L/30$.

Por esse motivo, faz-se importante considerar o comportamento global das estruturas, com as devidas interações entre elementos, no projeto em situação de incêndio, sobretudo na análise de ligações.

9. CONCLUSÕES

O presente trabalho teve o objetivo de investigar, por meio de análises numéricas, o comportamento de ligações viga-viga e viga-pilar, mistas de aço e concreto, em temperatura ambiente e em situação de incêndio bem como seus efeitos no comportamento da estrutura.

Utilizando como base as lacunas identificadas e apresentadas no Quadro 16, o presente trabalho:

- Realizou uma análise global do comportamento de dois tipos de ligações viga-pilar, mistas de aço e concreto, além de ter apresentado uma metodologia para realizar tais análises. Nessas análises, o efeito das restrições axiais foi considerado;
- Investigou a influência da taxa de armadura negativa, do grau de interação aço-concreto e da resistência do aço, além de outras quatro variáveis, no comportamento de ligações mistas, tanto em temperatura ambiente quanto em situação de incêndio;
- Propôs, como alternativa ao método das componentes, equações práticas para calcular o momento resistente e a rigidez inicial em temperatura ambiente, bem como a rigidez mínima durante um incêndio e a variação acumulada da rotação de ligações viga-pilar, mistas de aço e concreto, com chapa de extremidade não estendida e com dupla cantoneira de alma;
- Investigou o comportamento de ligações viga-viga e viga-pilar, mistas de aço e concreto, solicitadas por momentos positivos e negativos, tanto em temperatura ambiente quanto em situação de incêndio.

A seção 9.1 apresenta as conclusões relacionadas com a análise de ligações isoladas. Por sua vez, a seção 9.2 resume as conclusões sobre a análise da estrutura considerando a influência das ligações. Por fim, a seção 9.3 apresenta sugestões de trabalhos futuros.

9.1 ANÁLISE DE LIGAÇÕES

Pelas análises em temperatura ambiente, verificou-se que as ligações viga-pilar com chapa de extremidade e com dupla cantoneira de alma apresentaram valores muito próximos de momento resistente. Quantitativamente, o M_{Rd} das ligações viga-pilar com chapa de extremidade foi, em média, 16,1% superior ao das ligações viga-pilar com dupla cantoneira

de alma. Porém, a rigidez inicial das ligações viga-pilar com chapa de extremidade foi, em média, 110% superior. Em outras palavras, embora a capacidade resistente ao momento fletor tenha sido próxima, a chapa de extremidade proporciona uma rigidez muito superior à conexão por dupla cantoneira de alma.

Por sua vez, nas análises termomecânicas, comparando a perda de rigidez em relação aos valores aferidos em temperatura ambiente, a ligação mista viga-viga foi a que apresentou a maior perda, tendo resultado um quociente médio $S_{i,ambiente}/S_{incêndio}$ de, aproximadamente, 297,7%. Tal número indica que a rigidez em temperatura ambiente foi, em média, três vezes maior que a rigidez em situação de incêndio. Por sua vez, a ligação mista viga-pilar com chapa de extremidade apresentou um quociente médio $S_{i,ambiente}/S_{incêndio}$ de, aproximadamente, 99,2%. Logo, praticamente não houve variação da rigidez durante o incêndio. O caso intermediário ficou por conta da ligação mista viga-pilar com dupla cantoneira de alma, o que apresentou um quociente médio $S_{i,ambiente}/S_{incêndio}$ de, aproximadamente, 120,5%. Até o instante da falha, a ligação mista viga-pilar com chapa de extremidade e a ligação mista viga-viga, com chapa de alma e de assento, apresentaram apenas crescimento no valor da rotação. Por sua vez, na ligação viga-pilar, mista de aço e concreto, com dupla cantoneira de alma, verifica-se um crescimento da rotação com valores seguidos de um considerável decréscimo, o que auxilia a justificar a maior variação acumulada da rotação nessa ligação, bem como sua menor rigidez.

Quanto à classificação das ligações com base na rigidez, em temperatura ambiente, segundo os critérios da NBR 8800 (ABNT, 2008), 72,5% (74 de 102) dos modelos de ligações viga-pilar, mistas de aço e concreto, com chapa de extremidade foram classificados como semirrígidos, enquanto 27,5% (28 de 102) dos modelos foram classificados como rígidos. Já nas ligações viga-pilar, mistas de aço e concreto, com dupla cantoneira de alma, 95,1% (97 de 102) dos modelos foram classificados como semirrígidos, enquanto apenas 4,9% (5 de 102) foram classificados como rígidos. Todos os modelos de ligações viga-viga, mistas de aço e concreto, com chapa de alma e de assento, foram classificados como rígidos.

Por sua vez, em situação de incêndio, considerando os critérios de classificação de ligações da NBR 8800 (ABNT, 2008), dos 102 modelos de ligações viga-pilar, mistas de aço e concreto, com chapa de extremidade não estendida, nenhum foi classificado como flexível, 39 (38,2%) foram classificados como semirrígidos e 63 (61,8%) como rígidos. Já nas ligações viga-pilar, mistas de aço e concreto, com dupla cantoneira de alma, 101 modelos (99,0%) foram classificados como semirrígidos e apenas um como rígido. Por fim, assim como verificado em temperatura ambiente, 100% dos modelos de ligações viga-viga, mistas de aço e concreto, com chapa de alma e de assento, foram classificados como rígidos também em situação de incêndio.

Além disso, o presente trabalho forneceu equações práticas para calcular o momento resistente e a rigidez inicial em temperatura ambiente, bem como a rigidez mínima durante um incêndio e a variação acumulada da rotação de ligações viga-pilar, mistas de aço e concreto, com chapa de extremidade não estendida e com dupla cantoneira de alma.

Os tópicos 9.1.1 a 9.1.3 apresentam, separadamente, as principais conclusões obtidas para cada um dos tipos de ligações estudados.

9.1.1 Conclusões da análise paramétrica das ligações viga-pilar com chapa de extremidade não estendida

Para as ligações mistas viga-pilar com chapa de extremidade não estendida, em temperatura ambiente, verificou-se que:

- Os principais mecanismos de falha em temperatura ambiente foram a flambagem local da mesa do pilar, escoamento do parafuso, empenamento da chapa, escoamento da armadura e dano excessivo na laje e flambagem local da alma da viga na região da ligação. Modelos com alta resistência do aço ou do concreto apresentaram mecanismos de falha diferentes dos modelos com resistência mais baixa. A linha neutra estava localizada na laje em alguns modelos com alta resistência do concreto, causando danos excessivos por compressão na laje;
- Existe uma relação direta entre o momento resistente e a taxa de armadura negativa. Um aumento de 150% na taxa de armadura (de 0,50% para 1,25%) resultou em um aumento de 8,0% no momento resistente;
- A rigidez inicial da ligação não apresentou um comportamento linear em relação à variação da taxa de armadura, mas o modelo com a maior taxa de armadura negativa foi o mais rígido;
- O grau de interação aço-concreto influenciou o momento resistente e a rigidez. O momento resistente aumentou entre os modelos com maior grau de interação, mas a rigidez permaneceu praticamente constante entre os modelos com graus de interação de 75% e 100%;
- O tipo de laje também afetou significativamente o momento resistente e a rigidez. O modelo com laje maciça teve valores superiores em 32,0% e 74,4% em comparação ao modelo com fôrma de aço incorporada;

- O sentido do momento na ligação influenciou o momento resistente e a rigidez. O momento resistente e a rigidez foram maiores no modelo com momento negativo em comparação ao modelo com momento positivo;
- A resistência do aço afetou o momento resistente e a rigidez. Um aumento na resistência do aço resultou em um aumento no momento resistente, mas também reduziu a capacidade de rotação da ligação;
- A resistência à compressão do concreto também influenciou a rigidez da ligação. A rigidez aumentou praticamente de forma linear com o aumento da resistência à compressão do concreto.

Por sua vez, em situação de incêndio, observou-se os seguintes comportamentos para as ligações mistas viga-pilar com chapa de extremidade não estendida:

- A falha na ligação viga-pilar com chapa de extremidade não estendida ocorreu por flambagem local e escoamento da armadura. Durante o incêndio, também se observou a ruptura dos parafusos que ligam a placa de extremidade ao pilar;
- A taxa de armadura negativa influencia na rigidez e variação acumulada da rotação da ligação viga-pilar;
- O aumento da taxa de armadura de 0,50% para 1,25% resultou em aumento de rigidez de 14,4% e variação acumulada da rotação de 38,2%;
- O grau de interação aço-concreto afeta a variação acumulada da rotação. O modelo com GI de 75% teve aumento de 68,4% e 104,0% em relação aos modelos com GI de 50% e 100%, respectivamente;
- O tipo de laje influencia a rigidez e a variação acumulada da rotação. A laje maciça apresentou rigidez 59,9% superior e a laje mista teve variação acumulada da rotação 89,0% superior;
- O sentido do momento na ligação afeta a rigidez e a variação acumulada da rotação. O modelo com momento negativo teve rigidez 97,1% superior, e o modelo com momento positivo teve variação acumulada da rotação 1.011,0% superior;
- A resistência do aço influencia na rigidez e variação acumulada da rotação. Aumentar a resistência de 250 MPa para 345 MPa resultou em aumento de 40,8% na rigidez e de 37,4% na variação acumulada da rotação. Entre 345 MPa e 600 MPa, houve aumento de 2,9% na rigidez e redução de 83,3% na variação acumulada da rotação.

9.1.2 Conclusões da análise paramétrica das ligações viga-pilar com dupla cantoneira de alma

Para as ligações mistas viga-pilar com dupla cantoneira de alma, em temperatura ambiente, verificou-se que:

- Considerando todos os modelos, os principais mecanismos de falha observados foram a flambagem local da alma da viga na região da ligação;
- Todos os conjuntos do modelo de ligação viga-pilar com dupla cantoneira de alma, o modelo com momento negativo na ligação falhou por conta de dano excessivo na laje na região da ligação;
- A taxa de armadura negativa na laje não apresentou uma relação direta com o momento resistente da ligação. O modelo com taxa de armadura de 0,75% apresentou o menor momento resistente, enquanto o modelo com taxa de 1,25% teve o maior momento resistente médio;
- Alguns modelos com taxa de armadura de 0,50% falharam devido ao escoamento da armadura, indicando insuficiência de aço no bordo superior da laje;
- O grau de interação aço-concreto afetou o momento resistente e a rigidez da ligação. O modelo com interação completa teve um momento resistente maior em comparação com os modelos de interação parcial, mas a rigidez variou significativamente;
- O tipo de laje influenciou a rigidez inicial da ligação. O modelo com laje maciça teve uma rigidez superior ao modelo com fôrma de aço incorporada;
- O sentido do momento na ligação afetou o momento resistente e a rigidez. O modelo com momento negativo teve valores superiores em relação ao modelo com momento positivo;
- A resistência do aço afetou o momento resistente da ligação, mas não teve uma relação direta com a rigidez. Aumentar a resistência do aço resultou em um aumento do momento resistente e uma redução da rigidez;
- A resistência à compressão do concreto não mostrou uma relação direta com o momento resistente e a rigidez inicial da ligação. A mudança na resistência do concreto afetou o mecanismo de falha da ligação;

- Modelos com aço de alta resistência ou concreto de alta resistência apresentaram mecanismos de falha diferentes dos modelos convencionais, devido a mudanças na posição da linha neutra.

Por sua vez, nas análises dos modelos de ligação viga-pilar mista com dupla cantoneira de alma, em situação de incêndio, observou-se que:

- Todos os modelos apresentaram falha por escoamento excessivo dos parafusos da ligação da cantoneira com a alma da viga, com alguns casos de rasgo dos furos da alma da viga;
- A taxa de armadura longitudinal negativa não apresentou uma relação direta com as variáveis analisadas. O modelo com taxa de armadura de 0,75% teve maior rigidez e variação acumulada da rotação em relação aos outros modelos;
- O grau de interação aço-concreto teve relação direta com a rigidez e relação indireta com a variação da capacidade de rotação. Maior interação resultou em menor rigidez e maior variação da rotação;
- O tipo de laje influenciou significativamente a rigidez da ligação, com a laje maciça apresentando maior rigidez em comparação com a laje mista;
- O sentido do momento na ligação teve influência na variação da rotação, enquanto a rigidez se manteve praticamente constante;
- A resistência do aço teve relação direta com a rigidez, mas não mostrou um comportamento consistente em relação à variação da capacidade de rotação;
- A resistência do concreto teve relação direta com a rigidez e relação indireta com a variação da rotação. Aumentos na resistência do concreto resultaram em maior rigidez e redução na variação da rotação. Assim, o modelo com concreto classe C70 apresentou maior rigidez e menor variação da rotação.

9.1.3 Conclusões da análise paramétrica das ligações mistas viga-viga com chapa de alma e de assento

Para as ligações mistas viga-viga com chapa de alma e de assento, observou-se que:

- Dos 17 modelos, 16 falharam por flambagem local da mesa das vigas na região da ligação. O único modelo cujo mecanismo de falha destoou foi o sujeito à momento negativo, o qual apresentou escoamento da armadura negativa e dano excessivo da laje na região da ligação;

- Não houve uma relação direta entre o momento resistente da ligação, a rigidez inicial e a taxa de armadura negativa na laje;
- O modelo com taxa de armadura negativa de 0,75% apresentou o menor momento resistente (1.382,66 kN·m), enquanto o modelo com taxa de aço de 1,00% teve o maior momento resistente (1.810,30 kN·m);
- Quanto maior o grau de interação aço-concreto, menor foi a capacidade resistente ao momento fletor da ligação;
- A ligação viga-viga analisada apresenta elevada rigidez. Nesse contexto, uma associação viga-laje mais flexível permitiu maior capacidade de rotação e, para interações parciais, o momento resistente foi maior;
- A laje maciça proporcionou maior momento resistente e rigidez inicial em comparação com a laje com fôrma de aço incorporada, devido à seção mais robusta de concreto;
- O sentido do momento na ligação influenciou significativamente o momento resistente e a rigidez. Para momentos negativos na ligação, o momento resistente foi superior, enquanto a rigidez foi inferior;
- A resistência do aço teve relação direta com a capacidade resistente ao momento fletor e a rigidez inicial da ligação. O aumento da resistência do aço e do concreto resultou em aumentos no momento resistente, enquanto a rigidez teve variações menos expressivas.

Por sua vez, em situação de incêndio, os seguintes comportamentos foram verificados para os modelos de ligações mistas viga-viga com chapa de alma e de assento:

- Todos os 17 modelos analisados apresentaram como mecanismo de falha o escoamento excessivo dos parafusos da alma da viga e, em 12 deles, ocorreu o rasgo dos furos da alma da viga;
- De acordo com os critérios de classificação de ligações estabelecidos pela NBR 8800, todos os modelos foram classificados como rígidos;
- A taxa de armadura negativa na laje influenciou a rigidez e a capacidade de rotação da ligação. Um aumento na taxa de aço aumentou a rigidez e reduziu a capacidade de rotação;
- O grau de interação aço-concreto também afetou a variação da rotação e a rigidez. Maior interação resultou em maior variação da rotação e menor rigidez;

- A presença de laje maciça resultou em menor rigidez e maior capacidade de rotação em comparação com a laje com fôrma de aço incorporada;
- O sentido do momento na ligação teve influência significativa na rigidez. Momentos positivos aumentaram a rigidez, enquanto momentos negativos resultaram em maior capacidade de rotação;
- A resistência do aço teve relação direta com a rigidez, mas não houve um comportamento típico da variação da capacidade de rotação com a resistência do aço;
- A resistência do concreto teve relação direta com a rigidez e relação indireta com a variação da capacidade de rotação. Aumentos na resistência do concreto resultaram em maior rigidez e redução na variação da rotação.

9.2 COMPORTAMENTO DA ESTRUTURA EM FUNÇÃO DA LIGAÇÃO

Com o objetivo de avaliar a influência das ligações, bem como da posição do incêndio e do número de pavimentos no comportamento de estruturas em situação de incêndio, foram criados oito modelos numéricos de edifícios.

Com base nas combinações de perfis analisadas, as quais representam seções de pilares laterais, centrais e de canto de edificações com três e 10 pavimentos, foram criados modelos de edifícios no software Abaqus®. As ligações foram modeladas por meio dos valores de rigidez determinados nos Capítulos 6 e 7.

Ao comparar os resultados dos modelos de estruturas mistas de aço e concreto com incêndio no canto do pavimento e os modelos com incêndio no centro do pavimento, constatou-se uma menor deflexão nos primeiros. Essa diferença pode ser atribuída ao fato de que os elementos estruturais localizados nas extremidades estão sujeitos a carregamentos de menor intensidade.

Além disso, nos modelos com 10 pavimentos, onde os pilares possuem seções mais rígidas, observou-se uma maior capacidade de redistribuição dos esforços durante o incêndio. Nenhum modelo de 10 pavimentos apresentou deflexão vertical que ultrapassasse o limite de 26,6 cm. Além disso, verificou-se que, nos edifícios mais altos, a deflexão vertical máxima se estabilizou de forma mais rápida.

9.3 TRABALHOS FUTUROS

Em concordância com a revisão sistemática da literatura, recomenda-se a realização de investigações acerca do comportamento de ligações mistas de aço e concreto considerando sua relação com a estrutura globalmente, e não analisando a ligação isoladamente. Para tanto, sugere-se a realizações de análises numéricas de estruturas utilizando, como dados de entrada, os valores de rigidez determinados pelas equações apresentadas nas seções 6.1.3, 6.2.3, 7.1.3 e 7.2.3 do presente trabalho.

Além disso, recomenda-se:

- Investigar o comportamento de ligações viga-viga e viga-pilar, mistas de aço e concreto, durante a fase de resfriamento do incêndio;
- Estudar o comportamento de ligações viga-pilar, mistas de aço e concreto, com pilares em seção tubular, em temperatura ambiente e em situação de incêndio;
- Avaliar a influência dos seguintes parâmetros/elementos no comportamento de ligações viga-viga e viga-pilar, mistas de aço e concreto, em temperatura ambiente e em situação de incêndio: cargas cíclicas; enrijecedores transversais e longitudinais; restrições e outros tipos de laje não avaliados no presente trabalho.

REFERÊNCIAS

- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14323: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio**. Rio de Janeiro, 2003.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14432: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2001.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15200: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio**. Rio de Janeiro, 2012.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro, 2008.
- AGARWAL, A.; SELDEN, K.; VARMA, A. Stability Behavior of Steel Building Structures in Fire Conditions: Role of Composite Floor System with Shear-Tab Connections. **Journal of Structural Fire Engineering**, v. 5, n. 2, p. 77–96, 1 jun. 2014.
- AHMED, B.; NETHERCOT, D.A. Prediction of initial stiffness and available rotation capacity of major axis composite endplate connections. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 41, n. 1, p. 31-60. 1997.
- AL-JABRI, K. S. *et al.* Modeling of composite beam–column flexible endplate joints at elevated temperature. **Composite Structures**, v. 143, p. 180–188, maio 2016.
- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC). **Load and resistance factor design specification for structural steel buildings**. Chicago, USA.: [s.n.].
- ANDERSON, D.; NAJAFI, A.A. (1994). Performance of composite connections: major axis end plate joints. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 31, p. 31-57.
- ARIA, M.; CUCCURULLO, C. bibliometrix : An R-tool for comprehensive science mapping analysis. **Journal of Informetrics**, v. 11, n. 4, p. 959–975, nov. 2017.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 13860: Glossário de termos relacionados com a segurança contra incêndio**. Rio de Janeiro, 1997.
- ASTM - American Society for Testing and Materials. **ASTM E119: Standard test methods for fire tests of building construction and materials**. Philadelphia, 2000.
- BAHR, O. On the fire performance of unbraced composite frames. **Journal of Structural Fire Engineering**, v. 9, n. 4, p. 300–318, 16 out. 2018.
- BAIÃO FILHO, O. T.; SILVA, A. C. V. **Ligações para estruturas de aço. Guia prático para estruturas com perfis laminados**. 7ª ed. GERDAU, 2018.
- BAILEY, C. G. The behaviour of asymmetric slim floor steel beams in fire. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 50, n. 3, p. 235–257, jun. 1999.
- BAILEY, Colin G. Membrane action of unrestrained lightly reinforced concrete slabs at large displacements. **Engineering Structures**, v. 23, n. 5, p. 470-483, 2001.

BAILEY, Colin; TOH, Wee Siang. **Experimental behaviour of concrete floor slabs at ambient and elevated temperatures**. In: Proceedings of the Fourth International Workshop on Structures in Fire, Portugal. 2006. p. 709-720.

BELLO, V. S. F. **Análise numérica do comportamento semirrígido de uma ligação mista viga-pilar com chapa de topo estendida**. 2020. 155 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas/SP.

BESSA, W. O. **Análise experimental e numérica de ligações viga mista-pilar com cantoneiras de alma e assento - pavimento tipo e ligações isoladas**. 2009. 278 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, São Carlos/SP.

BUCHANAN, A. H. **Structural fire design**. Chichester (U.K.): John Wiley & sons Ltd., 2001.

CABRAL, J. B. **Análise teórico-experimental de ligações mistas em perfis formados à frio**. 2004. 196 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto/MG.

CAMPELO, P. C. **Estudo numérico de ligações mistas de aço e concreto em vigas semicontínuas**. 2018. 124 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto/MG.

CARREIRA, D. J.; CHU, K. H. Stress-Strain Relationship for Plain Concrete in Compression. **ACI Journal Proceedings**, v. 82, n. 6, p. 797–804, 1985.

CARREIRA, D. J.; CHU, K. H. Stress-Strain Relationship for Reinforced Concrete in Tension. **ACI Journal Proceedings**, v. 83, n. 1, 1986.

CEN – EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1991–1–2: Actions on structures - Part 1-2: General actions - Actions on structures exposed to fire**. Brussels, 2002.

CEN - EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1992-1-2: Actions on structures - Part 1.2: General actions – Actions on structures exposed to fire**. Brussels, 2002.

CEN – EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1992-1-2: Design of concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design**. Brussels, 2004.

CEN – EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1993–1–2: Design of steel structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design**. Brussels, 2005.

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

CEN – EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1994–1–2: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design**. Brussels, 2005.

CEN – EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1994–2–2: Design of composite steel and concrete structures - Part 2-2: General rules and rules for bridges**. Brussels, 2005.

CEN – EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Eurocode 3: Design of steel structures**. Brussels, 2005.

CHEN, W. F., LUI, E. M. (1991). **Stability Design of Steel Frames**. CRC Press, USA.

CHI, Y.; YU, M.; HUANG, L. Finite element modeling of steel-polypropylene hybrid fiber reinforced concrete using modified concrete damaged plasticity. **Engineering Structures**, v. 148, p. 23–35, 2017

CHIEW, S. P.; ZHAO, M. S.; LEE, C. K. Mechanical properties of heat-treated high strength steel under fire/post-fire conditions. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 98, p. 12–19, jul. 2014.

CONCEIÇÃO, J. L. **Ligação mista viga-pilar resistente a momento**. 2011. 240 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte/MG.

COST C1. **Composite steel-concrete joints in braced frames for buildings**. Brussels, Luxembourg, 1996.

COSTA, C. N.; SILVA, V. P. **Revisão histórica das curvas padronizadas de incêndio**. In: Seminário Internacional NUTAU: Tecnologia de Durabilidade, 2006.

DAI, X. H.; WANG, Y. C.; BAILEY, C. G. Effects of partial fire protection on temperature developments in steel joints protected by intumescent coating. **Fire Safety Journal**, v. 44, n. 3, p. 376–386, abr. 2009.

DEMONCEAU, J.-F. *et al.* Behaviour of single-sided composite joints at room temperature and in case of fire after an earthquake. **International Journal of Steel Structures**, v. 9, n. 4, p. 329–342, dez. 2009.

DEMONCEAU, J.-F.; CIUTINA, A. Characterisation of Beam-to-column Steel-concrete Composite Joints Beyond Current Eurocode Provisions. **Structures**, v. 21, p. 167–175, out. 2019.

DING, J.; WANG, Y. C. Experimental study of structural fire behaviour of steel beam to concrete filled tubular column assemblies with different types of joints. **Engineering Structures**, 29, 3485–3502. 2007.

DONG, Y. L.; ZHU, E. C.; PRASAD, K. Thermal and structural response of two-storey two-bay composite steel frames under furnace loading. **Fire Safety Journal**, v. 44, n. 4, p. 439–450, maio 2009.

DONG, Y.; PRASAD, K. Experimental Study on the Behavior of Full-Scale Composite Steel Frames under Furnace Loading. **Journal of Structural Engineering**, v. 135, n. 10, p. 1278–1289, out. 2009b.

DONG, Y.; PRASAD, K. Thermal and structural response of a two-story, two bay composite steel frame under fire loading. **Proceedings of the Combustion Institute**, v. 32, n. 2, p. 2543–2550, 2009a.

DRURY, M. M.; KORDOSKY, A. N.; QUIEL, S. E. Structural fire resistance of partially restrained, partially composite floor beams, II: Modeling. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 167, p. 105946, abr. 2020.

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

EARLS, C. J. On the inelastic failure of high strength steel I-shaped beams. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 49, n. 1, p. 1–24, 1999a.

FAKURY, R. H. *et al.* Design of semi-continuous composite steel-concrete beams at the fire limit state. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 61, n. 8, p. 1094–1107, 2005.

FAN, S.; DUAN, S.; ZENG, S.; WU, Y.; DING, R. Experimental study and numerical simulation analysis of the Bolted-Welded hybrid connection joint of steel frame under fire. **Structures**, [s. l.], v. 41, p. 77–98, 2022a.

FAN, S.; LIANG, D.; ZENG, S.; XU, Q.; DUAN, S.; WU, Y. Fire resistance design of the bolted-welded hybrid composite connection in steel frame. **Fire Safety Journal**, v. 133, p. 103672, 2022b.

FARIAS, R. S. **Estudo teórico-experimental do efeito da laje na transferência de forças em ligações viga-pilar misto preenchido**. 2008. 203 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, São Carlos/SP.

FIGUEIREDO, L. M. B. **Ligações mistas viga-pilar - análise teórica e experimental**. 2004. 215 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, São Carlos/SP.

FIRMO, J. P.; CORREIA, J. R.; BISBY, L. A. Fire behaviour of FRP-strengthened reinforced concrete structural elements: A state-of-the-art review. **Composites Part B: Engineering**, v. 80, p. 198–216, out. 2015.

FISCHER, E. C.; VARMA, A. H. Fire behavior of composite beams with simple connections: Benchmarking of numerical models. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 111, p. 112–125, ago. 2015.

FISCHER, E. C.; VARMA, A. H. Fire resilience of composite beams with simple connections: Parametric studies and design. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 128, p. 119–135, jan. 2017.

FOSTER, S. *et al.* Thermal and structural behaviour of a full-scale composite building subject to a severe compartment fire. **Fire Safety Journal**, v. 42, n. 3, p. 183–199, abr. 2007.

GARDNER, L.; BADDOO, N. R. Fire testing and design of stainless steel structures. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 62, n. 6, p. 532–543, jun. 2006.

GERNAY, T.; FRANSSSEN, J.-M. A plastic-damage model for concrete in fire: Applications in structural fire engineering. **Fire Safety Journal**, v. 71, p. 268–278, jan. 2015.

GUERRA, A. M.; COELHO, J. A.; LEITÃO, R. E. **Fenomenologia da combustão e extintores**. 2. ed., v. 1, 2006.

HAJJAR, M. A.; HANTOUCHE, E. G. Predicting the Demand of Shear Tab Connections with Composite Beams in Fire. **International Journal of Steel Structures**, v. 20, n. 3, p. 817–832, 6 jun. 2020.

HAJJAR, M.; HANTOUCHE, E.; EL GHOR, A. Shear tab connection with composite beam subjected to transient-state fire temperatures. **Journal of Structural Fire Engineering**, v. 10, n. 4, p. 411–434, 9 dez. 2019.

HAN, L.-H.; XU, C.-Y.; TAO, Z. Performance of concrete filled stainless steel tubular (CFSST) columns and joints: Summary of recent research. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 152, p. 117–131, jan. 2019.

HAN, L.-H.; ZHENG, Y.-Q.; TAO, Z. Fire performance of steel-reinforced concrete beam–column joints. **Magazine of Concrete Research**, v. 61, n. 7, p. 499–518, set. 2009.

HAREMZA, C. *et al.* Composite joints under M-N at elevated temperatures. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 124, p. 173–186, set. 2016.

HAREMZA, C.; SANTIAGO, A.; SIMÕES DA SILVA, L. Experimental behaviour of heated composite steel–concrete joints subject to variable bending moments and axial forces. **Engineering Structures**, v. 51, p. 150–165, jun. 2013.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION (ISO). **Fire-resistance tests — Elements of building construction — Part 1: General requirements**. Geneva: [s.n.].

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION (ISO). **ISO 8421-1: Fire protection — Vocabulary — Part 1: General terms and phenomena of fire**. 1987.

JAFARIAN, M.; WANG, Y. **Behaviour and design of steel and composite connections in fire**. CRC Press. Inglaterra. 2023.

JÁNA, T. *et al.* Temperatures and thermal boundary conditions in reverse channel connections to concrete filled steel sections during standard and natural fire tests. **Fire Safety Journal**, v. 78, p. 55–70, nov. 2015.

JANKOWIAK, T.; LODYGOWSKI, T. Identification of parameters of concrete damage plasticity constitutive model. **Foundations of civil and environmental engineering**, v. 6, n. 1, p. 53–69, 2005.

KATAOKA, M. N. **Estudo do comportamento de ligações viga-pilar preenchido submetido a ações cíclicas**. 2011. 217 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, São Carlos/SP.

KELLER, W. J.; PESSIKI, S. Cyclic Load Tests of SFRM-Insulated Steel Gravity Frame Beam-Column Connection Assemblies. **Journal of Structural Engineering**, v. 141, n. 10, p. 04015005, out. 2015.

KISHI, N. *et al.* Study of Eurocode 3 steel connection classification. **Engineering Structures**, v. 19, n. 9, p. 772–779, set. 1997.

KOCHEM, R. F. F. **Modelagem numérica de piso misto de aço e concreto de pequena altura: ênfase na ligação viga-pilar**. 2018. 107 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos/SP.

KODUR, V. K. R. *et al.* Modeling the response of composite beam–slab assemblies exposed to fire. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 80, p. 163–173, jan. 2013.

KODUR, V. K. R.; PHAN, L. Critical factors governing the fire performance of high strength concrete systems. **Fire Safety Journal**, v. 42, n. 6–7, p. 482–488, set. 2007.

LAMONT, S.; USMANI, A. S. Possible 'panel instability' in composite deck floor systems under fire. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 59, n. 11, p. 1397–1433, nov. 2003.

LEITE, I. C. S.; SILVA, V. P. Effect of axial and rotational restraint on performance of composite beams with fire protection coating. **Latin American Journal of Solids and Structures**, v. 20, n. 2, 2023.

LEON, R. T., HOFFMAN, J. J., TEAGER, T. (1996). **Partially Restrained Composite Connections. AISC Design Guide Nº.8**. Chicago, USA: American Institute of Steel Construction.

LI, T. Q.; NETHERCOT, D. A.; CHOO, B. S. Behaviour of flush end-plate composite connections with unbalanced moment and variable shear/moment ratios—II. Prediction of moment capacity. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 38, n. 2, p. 165-198, 1996.

LIN, S.; HUANG, Z.; FAN, M. The effects of protected beams and their connections on the fire resistance of composite buildings. **Fire Safety Journal**, v. 78, p. 31–43, nov. 2015.

LIU, T. C. H. Moment-Rotation-Temperature Characteristics of Steel/Composite Connections. **Journal of Structural Engineering**, v. 125, n. 10, p. 1188–1197, out. 1999.

LIU, T. C. H. Three-dimensional modelling of steel/concrete composite connection behaviour in fire. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 46, n. 1–3, p. 319–320, abr. 1998.

LIU, T. C. H.; FAHAD, M. K.; DAVIES, J. M. Experimental investigation of behaviour of axially restrained steel beams in fire. **Journal of Constructional Steel Research**, 58, 1211–1230. 2002.

LIU, Y.; HUANG, S.-S.; BURGESS, I. Ductile connection to improve the fire performance of bare-steel and composite frames. **Journal of Structural Fire Engineering**, v. 13, n. 2, p. 249–266, 2022.

LIU, Y.; HUANG, S.-S.; BURGESS, I. Fire performance of axially ductile connections in composite construction. **Fire Safety Journal**, v. 121, p. 103311, maio 2021.

LOPES, F.; SANTIAGO, A., SILVA, L. S, HEISTERMANN, T.; IQBAL, N.; VELJKOVIC, M.; DONG, G.; HUANG, S.; DAVIDSON, B.; BURGESS, I. W.; JAFARIAN, M.; WANG, Y. C. **COMPFIRE Design of composite joints for improved fire robustness**. 2011.

LYU, J. *et al.* Fire resistance of integral composite beams with superposed slabs. **Structural Concrete**, v. 21, n. 6, p. 2481–2493, 4 dez. 2020.

LYU, J.; LI, R.; ZHU, J.; QI, Y.; CHEN, Q.; SUN, B.; WANG, Z. Fire resistance of two types of composite beams constrained by rigid joint. **Engineering Structures**, v. 249, p. 113337, 2021.

LYU, J.; SUN, B.; LI, R.; LI, A.; CHEN, Q.; WANG, Z. Fire Resistance of Composite Beams with Composite Slabs under Hinge Constraints. **Journal of Structural Engineering**, v. 149, n. 3, 2023.

MAIRAL, R. **Análise estrutural de vigas mistas de aço e concreto em perfis formados a frio: estudo da ligação viga-pilar e da região de momento negativo**. 2010. 150 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, São Carlos/SP.

MARTINEZ, J.; JEFFERS, A. E. Analysis of restrained composite beams exposed to fire. **Engineering Structures**, v. 234, p. 111740, maio 2021.

MATA, L. A. C. **Método de análise de sistemas deslocáveis com ligações mistas de aço e concreto, fundamentado teórica e experimentalmente**. 2005. 277 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte/MG.

NATESH, P. S.; AGARWAL, A.; CHOE, L. Behaviour and design of double angle beam-column connection in fire conditions. **Fire Safety Journal**, v. 134, p. 103707, 2022.

NETHERCOT, D.A.; CHOO, B.S. Behaviour of flush end-plate composite connections with unbalanced moment and variable shear/ moment ratios – II. Prediction of Moment Capacity. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 38, n. 2, p. 165-198, 1996.

NGUYEN, H. T.; NGUYEN, K. T. Q.; LE, T. C.; ZHANG, G. Review on the Use of Artificial Intelligence to Predict Fire Performance of Construction Materials and Their Flame Retardancy. **Molecules**, v. 26, n. 4, p. 1022, 2021.

O'CONNOR, M. Behaviour of a multi-storey composite steel framed building in fire. **Structural Engineer**, v. 81, n. 2, p. 27-36, 2003.

OSTRANDER, J. R. **An experimental investigation of end-plate connections**. 2009. Tese (Doutorado em Ciências) – University of Saskatchewan, Saskatchewan, Canadá.

PATHIRANA, S. W.; UY, B.; MIRZA, O.; Wijesiri *et al.* Flexural behaviour of composite steel–concrete beams utilising blind bolt shear connectors. **Engineering Structures**, v. 114, p. 181-194, 2016.

PHAN, Long T.; PHAN, L. T. **Fire performance of high-strength concrete: A report of the state-of-the art**. Gaithersburg, MD, USA: US Department of Commerce, Technology Administration, National Institute of Standards and Technology, Office of Applied Economics, Building and Fire Research Laboratory, 1996.

PIGNATTA E SILVA, V. Determination of the steel fire protection material thickness by an analytical process—a simple derivation. **Engineering Structures**, v. 27, n. 14, p. 2036–2043, dez. 2005.

PIRES, V. H. S. **Automação do cálculo de vigas mistas semi-contínuas incluindo ligações mistas**. 2003. 198 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte/MG.

PUCINOTTI, R. *et al.* Seismic-induced fire resistance of composite welded beam-to-column joints with concrete-filled tubes. **Fire Safety Journal**, v. 46, n. 6, p. 335–347, ago. 2011.

PUCINOTTI, R. *et al.* Tests and model calibration of high-strength steel tubular beam-to-column and column-base composite joints for moment-resisting structures. **Earthquake Engineering & Structural Dynamics**, v. 44, n. 9, p. 1471–1493, 25 jul. 2015.

PUCINOTTI, R.; BURSI, O. S.; DEMONCEAU, J. F. Post-earthquake fire and seismic performance of welded steel–concrete composite beam-to-column joints. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 67, n. 9, p. 1358–1375, set. 2011.

PULIDO, A. C. **Influência do comportamento das ligações na estabilidade de estruturas mistas de aço e concreto**. 2014. 183 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos/SP.

QUEIROZ, G. **Estruturas mistas**. V. 1 Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil/CBCA, 2012

QUEIROZ, G., MATA, L. A. C. (2001). Análise do Comportamento de Ligações Mistas Aço-Concreto em Pórticos Deslocáveis Sujeitos a Carregamentos de Vento e de Gravidade. **IV Seminário Internacional, I CICOM, O Uso de Estruturas Metálicas na Construção Civil**, São Paulo, SP, Brasil.

QUINONEZ, V. F. A. **Comportamento de ligações mistas viga-pilar em perfis formados a frio com conectores de parafuso e rebite com rosca interna**. 2007. 157 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte/MG.

RAMLI-SULONG, N.; ELGHAZOU, A.; IZZUDDIN, B. Behaviour and design of beam-to-column connections under fire conditions. **Fire Safety Journal**, 42, 437–451.2007.

RANZI, G.; BRADFORD, M. A. Composite beams with both longitudinal and transverse partial interaction subjected to elevated temperatures. **Engineering Structures**, v. 29, n. 10, p. 2737–2750, out. 2007.

REN, P.; CRISINEL, M. Prediction method for moment-rotation behaviour of composite beam to steel column connection. **Connections in Steel Structures III: Proceedings of the Third International Workshop**, Trento. p. 33-46, 1995.

RODRIGUES, M. C. A. **Estudo teórico-experimental das componentes mistas em ligações semirrígidas**. 2015. 365 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro/RJ.

ROMERO, M. L. *et al.* Fire behavior of axially loaded slender high strength concrete-filled tubular columns. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 67, n. 12, p. 1953–1965, dez. 2011.

SANTIAGO, A. *et al.* Experimental investigation of the behaviour of a steel sub-frame under a natural fire. **Steel and Composite Structures**, v. 8, n. 3, p. 243–264, 25 jun. 2008.

SANTOS, T. J. **Análise numérica de uma ligação mista viga-pilar com chapa passante**. 2014. 160 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos/SP.

SCI/BCSA Connection Group publication 207/95. **Joints in steel construction: moment connections**. Steel Construction Institute; 1995.

SELAMET, S.; BOLUKBAS, C. Fire resilience of shear connections in a composite floor: Numerical investigation. **Fire Safety Journal**, v. 81, p. 97–108, abr. 2016.

SELDEN, K. L.; FISCHER, E. C.; VARMA, A. H. Experimental Investigation of Composite Beams with Shear Connections Subjected to Fire Loading. **Journal of Structural Engineering**, v. 142, n. 2, p. 04015118, fev. 2016.

SILVA, R. A. C. **Análise teórica-experimental de ligação viga-pilar semirrígida mista com conectores tipo “perfobond” nas vigas**. 2015. 165 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro/RJ.

SONG, T.-Y. *et al.* Fire performance of blind bolted composite beam to column joints. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 132, p. 29–42, maio 2017.

TINEO, R. P. **Ligação mista viga-pilar preenchido com chapa passante: modelagem numérica e análise paramétrica**. 2016. 155 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos/SP.

TRISTÃO, G. A. **Análise teórica e experimental de ligações viga mista-pilar de extremidade com cantoneiras de assento e alma**. 2006. 282 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, São Carlos/SP.

USMANI, A. S.; ROTTER, J. M.; LAMONT, S.; SANAD A. M.; GILLIE, M. Fundamental principles of structural behaviour under thermal effects. **Fire Safety Journal**, 36, 721–744.2001.

VALENTE, J. C.; NEVES, I. C. Fire resistance of steel columns with elastically restrained axial elongation and bending. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 52, n. 3, p. 319–331, dez. 1999.

VASSART, O.; ZHAO, B. **FRACOF: Fire resistance assessment of partially protected composite floors: Design guide**. Arcelor/Mittal & CTICM, 2011.

WALD, F. *et al.* Experimental behaviour of a steel structure under natural fire. **Fire Safety Journal**, v. 41, n. 7, p. 509–522, out. 2006.

WANG, Y. C. (2002). **Steel and Composite Structures - Behaviour and Design for Fire Safety**. Spon Press, London.

WANG, J. *et al.* Temperature analysis of extended end plate joints to square CFST columns in fire. **Journal of Structural Fire Engineering**, v. 7, n. 4, p. 306–315, 12 dez. 2016.

WANG, Y. C.; DAI, X. H.; BAILEY, C. G. An experimental study of relative structural fire behaviour and robustness of different types of steel joint in restrained steel frames. **Journal of Constructional Steel Research**, 67, 1149–1163. 2011.

WELLMAN, E. I. *et al.* Experimental Evaluation of Thin Composite Floor Assemblies under Fire Loading. **Journal of Structural Engineering**, v. 137, n. 9, p. 1002–1016, set. 2011.

YANG, Y.-F.; FU, F. Fire resistance of steel beam to square CFST column composite joints using RC slabs: Experiments and numerical studies. **Fire Safety Journal**, v. 104, p. 90–108, mar. 2019.

YE, Z. *et al.* Experimental study on cyclically-damaged steel-concrete composite joints subjected to fire. **Steel and Composite Structures**, v. 30, n. 4, p. 351–364, 2019.

YIN, Y. Z.; WANG, Y. C. A numerical study of large deflection behaviour of restrained steel beams at elevated temperatures. **Journal of Constructional Steel Research**, 60, 1029–1047. 2004.

YOTSUMOTO, N.; HIRASHIMA, T.; TOYODA, K. Evaluation of the fire performance of unprotected composite beams with fin-plate joints. **Journal of Structural Fire Engineering**, v. 13, n. 4, p. 575–594, 2022.

YU, M.; ZHA, X.; YE, J. The influence of joints and composite floor slabs on effective tying of steel structures in preventing progressive collapse. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 66, n. 3, p. 442–451, mar. 2010.

YUAN, Z.; TAN, K. H.; TING, S. K. Testing of composite steel top-and-seat-and-web angle joints at ambient and elevated temperatures, Part 1: Ambient tests. **Engineering Structures**, v. 33, n. 10, p. 2727–2743, out. 2011.

APÊNDICE A – PUBLICAÇÕES

O Quadro A1 apresenta os artigos desenvolvidos durante a elaboração da presente Tese de Doutorado.

Quadro A1: Artigos publicados e submetidos durante o desenvolvimento da Tese.

ARTIGOS PUBLICADOS
<ol style="list-style-type: none"> 1. BOLANDIM, E. A.; NICOLETTI, R. S.; ROSSI, A.; SOUZA, A. S. C. Influence of connection stiffness on static-dynamic behavior of steel frames. Acta Scientiarum. Technology, v. 44, p. e60179, 2022. 2. PALHARES, R. de A.; NICOLETTI, R. S.; ARCINE, M. de F.; SOUZA, A. S. C. Influence of mortar coating on the thermal analysis of steel profiles in a fire situation. Acta Scientiarum. Technology, v. 45, p. e60876, 2022. 3. NICOLETTI, R. S.; OLIVEIRA, T.; SOUZA, A. S. C. de; DE NARDIN, S. Evaluation of the TRF of reinforced concrete beams through thermal and thermostructural analysis. Journal of Structural Fire Engineering, 2023. 4. NICOLETTI, R. S.; SOUZA, A. S. C.; ALMEIDA, S. J. Evaluation of the behavior of composite double web-angle connections at ambient temperature and in a fire situation. <i>In: IFireSS 2023 – International Fire Safety Symposium</i>, 4, Rio de Janeiro/RJ. Anais Rio de Janeiro/RJ, 2023.
ARTIGOS EM REVISÃO
<ol style="list-style-type: none"> 1. NICOLETTI, R. S.; SOUZA, A. S. C.; ALMEIDA, S. J. Steel and concrete composite connections in fire conditions: a review. (submetido à publicação) 2. NICOLETTI, R. S.; CARVALHO, A. S.; SOUZA, A. S. C.; ALMEIDA, S. J. Evaluation of the behavior of composite flush end-plate connections at ambient temperature and in a fire situation. (submetido à publicação) 3. NICOLETTI, R. S.; CARVALHO, A. S.; SOUZA, A. S. C.; ALMEIDA, S. J. Evaluation of the behavior of composite double web-angle connections at ambient temperature and in a fire situation. (submetido à publicação)

Fonte: Elaborado pelo autor.