

UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO
CENTRO TECNOLÓGICO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

CAROLINE RAINHA BUBACH

**ANÁLISE NUMÉRICA DE PILARES DE AÇO COM
RESTRICÇÕES AXIAL E ROTACIONAL EM
SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

Vitória

2016

UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO
CENTRO TECNOLÓGICO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

CAROLINE RAINHA BUBACH

**ANÁLISE NUMÉRICA DE PILARES DE AÇO COM
RESTRICÇÕES AXIAL E ROTACIONAL EM
SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Espírito Santo como requisito parcial para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Macksuel Soares de Azevedo

Coorientador: Prof. Dr. Valdir Pignatta e Silva

Vitória

2016

Dados Internacionais de Catalogação-na-publicação (CIP)
(Biblioteca Setorial Tecnológica,
Universidade Federal do Espírito Santo, ES, Brasil)

B917a Bubach, Caroline Rainha, 1990-
Análise numérica de pilares de aço com restrições axial e rotacional em situação de incêndio / Caroline Rainha Bubach. – 2016.
180 f. : il.

Orientador: Macksuel Soares de Azevedo.
Coorientador: Valdir Pignatta e Silva.
Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Espírito Santo, Centro Tecnológico.

1. Colunas metálicas. 2. Aço – Estruturas. 3. Incêndios.
4. Análise numérica. 5. Restrição axial. 6. Restrição rotacional.
I. Azevedo, Macksuel Soares de. II. Silva, Valdir Pignatta e. III. Universidade Federal do Espírito Santo. Centro Tecnológico. IV. Título.

CDU: 624

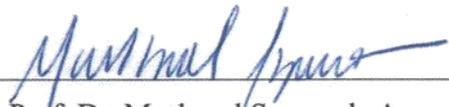
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO

**ANÁLISE NUMÉRICA DE PILARES DE AÇO COM RESTRIÇÕES AXIAL E
ROTACIONAL EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

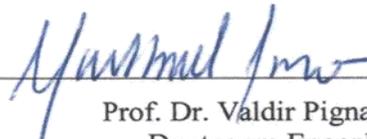
Caroline Rainha Bubach

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado em Engenharia Civil do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Espírito, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, área de Estruturas.

Aprovada no dia **05 de setembro de 2016** por:



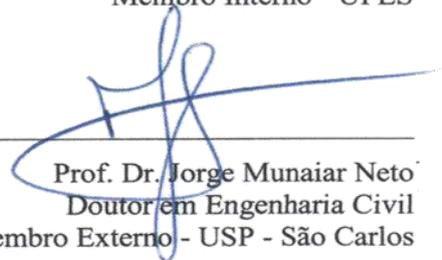
Prof. Dr. Macksuel Soares de Azevedo
Doutor em Engenharia de Estruturas
Orientador - UFES



Prof. Dr. Valdir Pignatta e Silva
Doutor em Engenharia Civil
Coorientador - UFES
Por meio de vídeo conferência



Prof. Dr. Walnório Graça Ferreira
Doutor em Engenharia Civil
Membro Interno - UFES



Prof. Dr. Jorge Munaiar Neto
Doutor em Engenharia Civil
Membro Externo - USP - São Carlos

Vitória – ES, setembro de 2016

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço à Deus.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico, CNPQ e à Fundação de Amparo à Pesquisa e Inovação do Espírito Santo, FAPES, pela bolsa concedida para a realização dessa pesquisa.

Ao professor Macksuel Soares de Azevedo pela confiança, paciência e conhecimentos transmitidos na orientação de mais um trabalho.

Ao professor Valdir Pignatta e Silva, pelas importantes contribuições e efetiva coorientação no desenvolvimento deste trabalho.

Ao Programa de Pós graduação em Engenharia Civil, PPGEC, pela estrutura disponibilizada e pela oportunidade e aos professores Walnório Graça Ferreira e Adenilcia Fernanda Grobério Calenzani pelo vasto conhecimento adquirido durante o mestrado.

Aos amigos Felipe Coutinho, Felipe Barbosa, Mateus Zimmer e João Victor Fragoso, que muito ajudaram a entender as ferramentas do *ANSYS* e a implementar rotinas de programação, e a todos os amigos de Pós Graduação, por todas as contribuições e experiências.

Aos meus pais, às minhas irmãs e ao meu noivo, Rafael, por todos os conselhos, incentivos e apoio.

Por fim, agradeço a todos os familiares e amigos que fizeram parte desse período.

RESUMO

O desempenho de um pilar de aço em situação de incêndio é influenciado por sua interação com as vigas, lajes e pilares da estrutura envolvente, pois as diferentes deformações térmicas desenvolvidas entre os elementos aquecidos e os elementos que permanecem relativamente frios desenvolvem restrições axiais e rotacionais no pilar, alterando sua temperatura crítica e sua resistência a elevadas temperaturas. Os estudos da influência das restrições axiais e rotacionais na resistência ao fogo de pilares de aço são recentes e a maioria das pesquisas realizadas somente consideraram a influência da restrição axial, sem levar em conta a restrição rotacional. Assim, o presente trabalho tem o objetivo de analisar o comportamento de pilares de aço de seção I em situação de incêndio com restrições axial e rotacional, de forma isolada e atuando simultaneamente. Foram analisadas a influência da esbeltez do pilar, do nível de carregamento e dos níveis de restrições axial e rotacional, por meio de análise numérica via elementos finitos utilizando o programa computacional *ANSYS v17.0*. Os principais resultados obtidos indicam que as duas restrições, axial e rotacional, possuem efeitos contrários na resistência ao fogo dos pilares, e quanto maior o nível de carregamento e a esbeltez, menor a resistência ao fogo. Os valores de tempo crítico e temperatura crítica obtidos numericamente foram comparados com a formulação da ABNT NBR 14323:2013.

Palavras-chave: Pilares de aço. Restrição axial. Restrição rotacional. Incêndio. Análise numérica.

ABSTRACT

The performance of a steel column in fire is highly influenced by its interaction with the beams, slabs and columns of the surrounding structure, because the different thermal strains developed between the heating elements and the elements that remain relatively cold develop axial and rotational restraints in the column that modify its critical temperature and fire resistance. Studies of the influence of axial and rotational restraints on the fire resistance of steel columns are recent and most of the research carried out only considered the influence of axial restraint, without taking into account the rotational restraint. This study aims to analyze the behavior of I section steel columns in fire with axial and rotational restraint, in isolation and acting simultaneously. The influence of the slenderness of the column, the load level and axial and rotational restraint ratio were analyzed numerically using the finite element program *ANSYS v17.0*. The main results were that the two restraints, the axial and rotational, have opposite effects on the fire resistance of the columns and the larger the load level and slenderness, lower fire resistance. The critical times and critical temperature values numerically obtained were compared with the formulation of the ABNT NBR 14323: 2013.

Key words: Steel columns. Axial restraint. Rotational restraint. Fire. Numerical analysis.

LISTA DE SÍMBOLOS

A_g	Área bruta da seção transversal;
c_a	Calor específico;
$\frac{d\theta}{dx}$	Gradiente de temperatura.
E	Módulo de elasticidade do aço;
E_θ	Módulo de elasticidade do aço em temperatura elevada;
f_p	Tensão de proporcionalidade;
f_u	Resistência à ruptura;
f_y	Resistência ao escoamento;
$f_{y,\theta}$	Resistência ao escoamento do aço á temperatura θ ;
I	Momento de inércia;
K	Coefficiente de flambagem global do elemento;
$K_{A,S}$	Restrição axial da estrutura envolvente;
$K_{A,C}$	Rigidez axial do pilar;
$k_{E,\theta}$	Fator de redução do módulo de elasticidade do aço;
$K_{R,S}$	Restrição rotacional da estrutura envolvente;
$K_{R,C}$	Rigidez rotacional do pilar;
$k_{s,h}$	Fator de correção para o efeito de sombreamento;
$k_{y,\theta}$	Fator de redução da resistência ao escoamento do aço;
$k_{\sigma,\theta}$	Fator de redução da resistência ao escoamento de seções sujeitas à flambagem local;

L	Comprimento do pilar;
L_{ef}	Comprimento efetivo do perfil;
N_e	Força normal crítica de flambagem elástica;
$N_{fi,Rd}$	Força axial resistente de cálculo em situação de incêndio;
$N_{fi,Sd}$	Força axial solicitante de cálculo em situação de incêndio;
t	Tempo;
u	Perímetro;
α_c	coeficiente de transferência de calor por convecção;
ε	fator de emissividade, deformação;
θ	temperatura;
θ_a	temperatura do aço;
θ_g	temperatura dos gases;
λ	índice de esbeltez, condutividade térmica;
λ_0	índice de esbeltez reduzido associado à flambagem global à temperatura ambiente;
$\lambda_{0,fi}$	Índice de esbeltez reduzido em situação de incêndio;
ν	Coefficiente de poisson;
ρ_a	Massa específica do aço;
φ	Fluxo de calor por unidade de área;
φ_c	Componente do fluxo de calor devido à convecção;
φ_r	Componente do fluxo de calor devido à radiação;
χ	Fator de redução associado à resistência à compressão;
χ_{fi}	Fator de redução associado à resistência à compressão em situação de incêndio;

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	12
1.1	CONTEXTUALIZAÇÃO E JUSTIFICATIVA.....	12
1.2	OBJETIVOS	13
1.3	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	13
2	ESTADO DA ARTE.....	14
2.1	CONCEITOS GERAIS SOBRE RESTRIÇÕES AXIAL E ROTACIONAL.....	14
2.2	TRABALHOS NUMÉRICOS E ANALÍTICOS	22
2.3	TRABALHOS EXPERIMENTAIS	38
3	MODELO EXPERIMENTAL DE REFERÊNCIA	49
3.1	CORPOS DE PROVA E PLANO DE ENSAIO	49
3.2	MODELO DE ENSAIO	52
3.2.1	Restrição axial e rotacional.....	53
3.2.2	Aplicação da força	56
3.2.3	Ação térmica.....	57
4	ANÁLISE NUMÉRICA	58
4.1	ANÁLISE TÉRMICA	58
4.1.1	Elementos Finitos utilizados no modelo numérico elaborado	59
4.1.2	Características do modelo numérico elaborado.....	62
4.2	ANÁLISE ESTRUTURAL	65
4.2.1	Elementos Finitos utilizados no modelo numérico elaborado	66
4.2.2	Características do modelo numérico elaborado.....	67

4.3	ANÁLISE TERMOESTRUTURAL COM RESTRIÇÃO AXIAL E ROTACIONAL..	70
4.3.1	Elementos Finitos utilizados no modelo numérico elaborado	71
4.3.2	Características do modelo numérico elaborado.....	72
4.4	COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS DOS MODELOS EXPERIMENTAL E NUMÉRICO.....	74
4.4.1	Variação da temperatura	75
4.4.2	Deslocamento axial	77
4.4.3	Força de restrição	78
5	ANÁLISES PARAMÉTRICAS	79
5.1	ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	83
5.1.1	Influência do nível de carregamento.....	83
5.1.2	Influência da esbeltez	85
5.1.3	Influência da rigidez da estrutura circundante	88
5.1.4	Influência das restrições axial e rotacional	91
5.2	COMPARAÇÃO COM A ABNT NBR 14323:2013.....	94
6	CONCLUSÕES.....	99
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	102
	ANEXO A - CARACTERÍSTICAS DO INCÊNDIO	109
	ANEXO B - ELEVAÇÃO DA TEMPERATURA DO AÇO EXPOSTO AO INCÊNDIO	114
	ANEXO C – BARRA SUBMETIDA À FORÇA AXIAL DE COMPRESSÃO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	132
	APÊNDICE A – COMPARAÇÃO DE RESULTADOS ENTRE O MODELO EXPERIMENTAL DE REFERÊNCIA E O MODELO NUMÉRICO ELABORADO	138
	APÊNDICE B – RESULTADOS OBTIDOS NA ANÁLISE PARAMÉTRICA	144

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO E JUSTIFICATIVA

A ABNT NBR 14323:2013 somente considera o dimensionamento em situação de incêndio em pilares isolados. Entretanto, a elevadas temperaturas, o desempenho de pilares de aço é dependente da degradação das propriedades mecânicas do aço e da interação com a estrutura em que ele está inserido, pois o desenvolvimento de um incêndio em uma edificação faz com que os elementos estruturais apresentem diferentes temperaturas de acordo com a taxa de aquecimento a que estão expostos. Dessa forma, cada elemento estrutural apresentará expansões térmicas distintas, desenvolvendo restrições nos elementos submetidos a altas temperaturas. Em pilares, essa restrição pode ser axial, restringido sua expansão térmica, ou rotacional, limitando a rotação de suas extremidades. Essas restrições influenciam no comportamento do pilar em situação de incêndio, pois podem gerar forças adicionais e alterar sua temperatura crítica e, conseqüentemente, sua capacidade resistente a altas temperaturas.

A influência da restrição axial à expansão térmica é responsável pela redução da resistência ao fogo dos pilares. Entretanto, a rigidez rotacional gera um aumento dessa resistência. Dessa forma, como os efeitos de restrição gerados pela estrutura envolvente podem afetar a estabilidade de um pilar em situação de incêndio, é importante analisar seu comportamento considerando a influência da estrutura envolvente e o papel que as restrições axiais e rotacionais apresentam nesse comportamento.

No Brasil, apesar do crescimento do uso de estruturas de aço, ainda são poucas as pesquisas sobre o comportamento de pilares de aço restringidos em situação de incêndio. As incertezas sobre esse comportamento podem levar a colapsos estruturais não considerados, ocasionando danos e acidentes.

Esta pesquisa propõe um estudo do comportamento de pilares de aço em situação de incêndio por meio do desenvolvimento de análise numérica, via método dos elementos finitos utilizando o programa de computador *ANSYS v17.0*, para analisar a influência de diferentes parâmetros na resistência ao fogo de pilares de aço restringidos axial e rotacionalmente.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo geral deste trabalho é o estudo do comportamento de pilares de aço restringidos axial e rotacionalmente em situação de incêndio.

Os objetivos específicos consistem em:

- a) Propor modelos numéricos, em elementos finitos, para representar o comportamento não linear, geométrico e do material, do pilar restringido a elevadas temperaturas.
- b) Verificar a influência das restrições axial e rotacional, da força aplicada e da esbeltez do pilar na temperatura crítica e na resistência ao fogo de pilares de aço.
- c) Avaliar os resultados obtidos numericamente com as formulações disponíveis na ABNT NBR 14323:2013.

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

O capítulo 1 apresenta o trabalho proposto, introduzindo objetivos e justificativas da pesquisa sobre a restrição de pilares de aço submetidos a elevadas temperaturas. O capítulo 2 dedica-se à apresentação dos conceitos de restrição axial e rotacional, bem como os estudos experimentais e numéricos, realizados em âmbito nacional e internacional, relatando análises realizadas sobre a influência da restrição axial ou rotacional em pilares em situação de incêndio.

Em seguida, no capítulo 3, será detalhado o programa experimental, realizado por Correia (2011), de pilares de aço em situação de incêndio utilizado para validação do modelo numérico.

No capítulo 4, será descrita a metodologia utilizada na preparação dos modelos numéricos, identificando as características e dimensões geométricas dos modelos, tipos de elementos utilizados, condições de contorno e etapas de carregamento.

No capítulo 5 será apresentada a análise paramétrica realizada, especificando os parâmetros considerados.

O sexto e último capítulo apresentará as conclusões das análises paramétricas realizadas, assim como as considerações finais e demais observações realizadas nesta pesquisa.

2 ESTADO DA ARTE

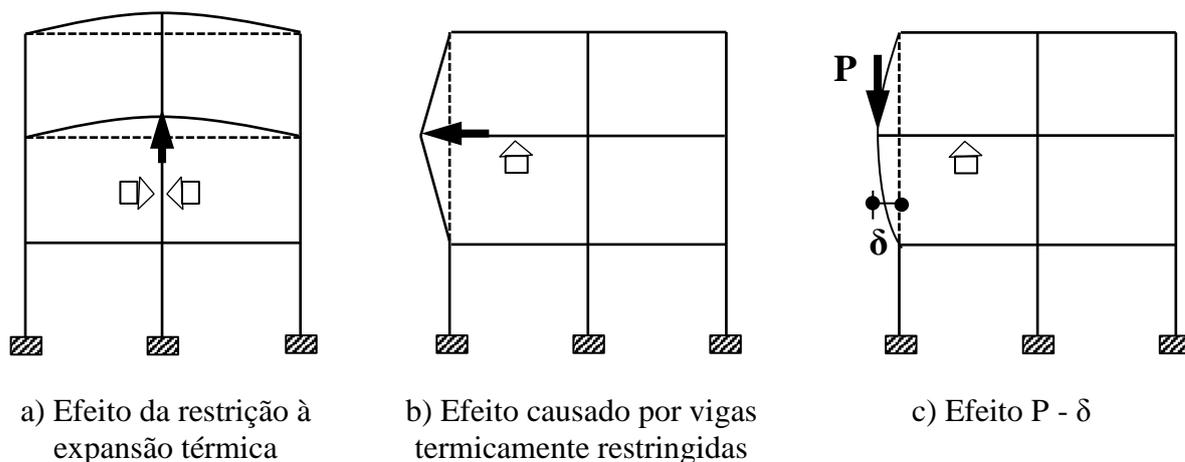
2.1 CONCEITOS GERAIS SOBRE RESTRIÇÕES AXIAL E ROTACIONAL

De acordo com Ali e O'Connor (2001), quando ocorre incêndio em um compartimento de uma edificação, outras partes não expostas permanecem relativamente frias, gerando deformações térmicas que podem impor restrições nos elementos estruturais. Portanto, o comportamento de pilares de aço em situação de incêndio é influenciado pela interação entre os elementos aquecidos e a estrutura envolvente com temperatura inferior, gerando restrições axiais e rotacionais. A restrição axial se opõe à expansão térmica do pilar e a restrição rotacional reduz a rotação das extremidades do pilar. A presença dessas restrições pode gerar substanciais forças adicionais, influenciando na temperatura crítica e na resistência a elevadas temperaturas dos pilares de aço.

Segundo Wang (2002), os possíveis efeitos gerados no comportamento de um pilar aquecido, devido à interação entre ele e a estrutura envolvente, são:

- i) Alteração na força axial do pilar devido à restrição axial de sua expansão térmica, como mostra a Figura 2.1 (a);
- ii) Alteração no comprimento de flambagem do pilar devido à restrição rotacional variável do pilar;
- iii) Alteração no momento fletor solicitante do pilar devido à rigidez variável do pilar relativo à estrutura adjacente;
- iv) Alteração no momento fletor solicitante do pilar devido à força lateral das vigas adjacentes termicamente restringidas, como mostrado na Figura 2.1 (b);
- v) Alteração no momento fletor solicitante do pilar decorrente do efeito da não linearidade geométrica, ou seja, a influência da deformação do pilar devido à expansão térmica de vigas adjacentes, como mostrado na Figura 2.1 (c).

Figura 2.1 – Influência da estrutura adjacente no comportamento de um pilar aquecido

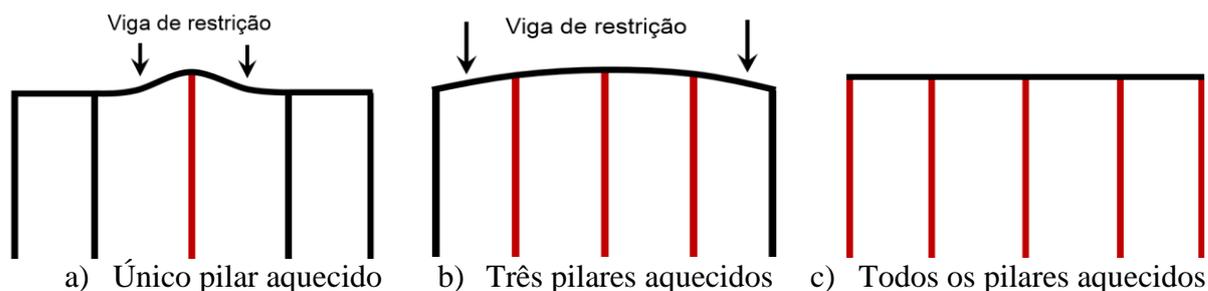


Fonte: Wang (2002)

Segundo Shepherd e Burgess (2011), a restrição axial de um pilar de aço aquecido é gerada por meio das ligações entre as vigas e as lajes dos pisos superiores e o pilar contínuo, bem como pela rigidez ao cisalhamento da estrutura como um todo. Esses elementos estruturais irão resistir à expansão térmica do pilar exercendo uma força na extremidade de qualquer viga ligada a ele e qualquer pilar diretamente superior.

No caso de uma estrutura com somente um pavimento, com incêndio ocorrendo em um compartimento onde existe apenas um pilar, nota-se que os outros pilares da estrutura, que não estão no compartimento incendiado permanecerão frios. Assim, as vigas que ligam o pilar aquecido aos outros pilares serão submetidas a movimentos verticais diferenciais em suas extremidades, pois um pilar estará expandindo termicamente e os outros permanecerão inalterados. Dessa forma, as vigas serão induzidas à flexão e, portanto, irão exercer uma força de restrição no pilar aquecido, como mostrado na Figura 2.2(a).

Figura 2.2 - Incêndio em uma estrutura de um único pavimento

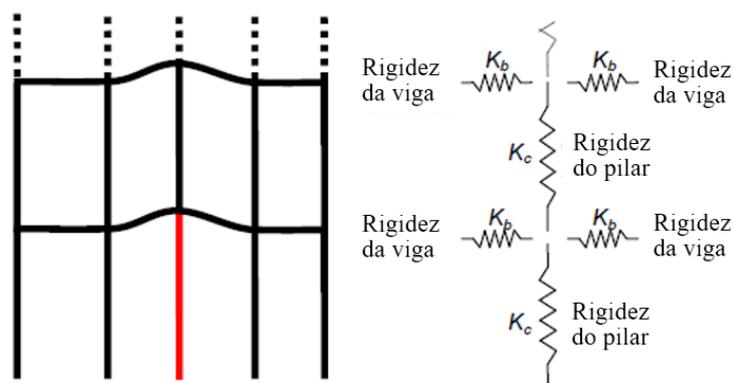


Fonte: Shepherd e Burgess (2011)

Entretanto, ao considerar três pilares no interior do compartimento incendiado, os mesmos estarão aquecidos à uma variação de temperatura semelhante, e assim, as extremidades das vigas ligadas ao pilar central serão submetidas ao mesmo movimento vertical e nenhuma força de restrição será introduzida nesse pilar. Porém, haverá naturalmente uma força de restrição sob os outros dois pilares aquecidos, como mostrado na Figura 2.2(b). Somente quando um andar inteiro é aquecido à exatamente a mesma taxa de temperatura, todos os pilares ficarão livres da adição de forças de restrição, visto que irão expandir termicamente juntos e não haverá nenhum movimento vertical relativo nas vigas conectadas a eles. Esse último caso está apresentado na Figura 2.2(c).

Ao considerar uma estrutura com dois ou mais pavimentos, a situação é similar, porém, as forças de restrição geradas devido à expansão térmica do pilar, ou grupo de pilares, serão transmitidas ao longo dos pilares do pavimento superior para as vigas superiores. Entretanto, somente uma parcela do movimento atinge essas vigas, visto que os pilares superiores apresentam rigidez axial, mas, uma vez que isso acontece, esse movimento é resistido por flexão exatamente da mesma forma que ocorre nas vigas do pavimento inferior. Essa situação é apresentada pela Figura 2.3.

Figura 2.3 - Incêndio em uma estrutura de múltiplos pavimentos



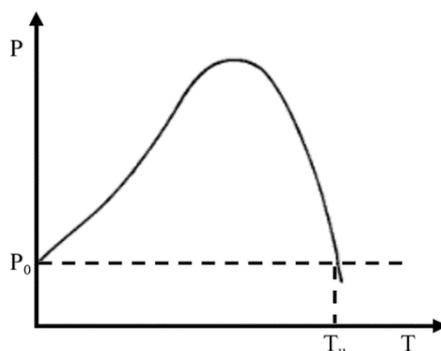
Fonte: Shepherd e Burgess (2011). Adaptada pela autora.

Geralmente, quanto maior a rigidez de restrição axial, maior será a força de compressão adicional e menor será a temperatura que causará a instabilidade dos pilares restringidos. Um pilar mais esbelto tem menor capacidade de suporte de carga e também atrai uma maior

adição de força de compressão devido a uma maior restrição térmica. Ambos efeitos levam a uma temperatura menor que causará a instabilidade de pilares com restrição axial.

De acordo com Neves (1995), a taxa de crescimento das forças de restrição geradas depende, inicialmente, da rigidez da estrutura envolvente. Então, com o aumento da temperatura, e a consequente degradação das propriedades do material (resistência e módulo de elasticidade), essa taxa se tornará gradualmente menor. Com o início do escoamento do aço, as forças de restrição crescem ainda mais lentamente. Dessa forma, o desenvolvimento das forças de restrição em pilares em situação de incêndio é representado por um aumento inicial seguido por uma fase de redução, conforme mostrado na Figura 2.4.

Figura 2.4 – Desenvolvimento das forças de restrição



Fonte: Neves (1995)

Assim, visto que a velocidade de aumento das forças de restrição dependerá da rigidez da estrutura envolvente, em Shepherd e Burgess (2011) é destacado que, mesmo utilizando pilares com seções transversais iguais, a capacidade resistente à flexocompressão à temperatura ambiente, cujo valor será idêntico nos pilares considerados, poderá ser atingida em diferentes temperaturas. Isso ocorre, porque pilares altamente restringidos apresentam rápido acréscimo das forças de restrição e, então, atingem sua capacidade resistente em temperaturas inferiores à de pilares menos restringidos. Dessa forma, ao atingir sua capacidade resistente, as propriedades do material dos pilares mais restringidos não sofreram muita degradação em relação aos menos restringidos, e assim, a rigidez é relativamente maior e um elevado nível de força pode ser alcançado no pilar. O mesmo não ocorre em pilares com baixos níveis de restrição, pois, para que atinjam sua capacidade resistente, é necessário que

estejam muito aquecidos e, nesse estágio, as propriedades do material já foram suficientemente degradadas de forma a resultar em valores muito menores de força de restrição.

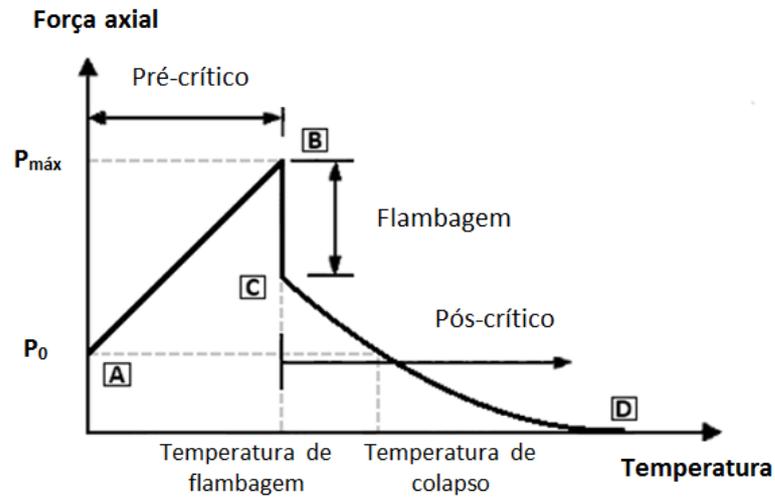
Então, com a elevação da temperatura, as forças de restrição aumentam até atingir um valor máximo, seguido de uma fase de declínio, e o valor da força que causa a instabilidade diminui devido à degradação das propriedades do material. Em algum momento, a combinação desses dois fatores inicia o colapso do pilar por instabilidade, que passa a não ser mais capaz de cumprir o papel para o qual foi projetado. A força axial não mais suportada pelo pilar tende a ser redistribuída para outros elementos da estrutura envolvente. Caso a estrutura não possua rigidez suficiente para garantir caminhos alternativos para a redistribuição das forças, o colapso pode se espalhar a partir da origem do incêndio e levar a um colapso progressivo.

Ao considerar o comportamento de pilares axialmente restringidos, é importante destacar a distinção entre a temperatura que leva à instabilidade e a temperatura de colapso do pilar. Franssen (2000) sugere que é apropriado definir a temperatura de colapso como aquela em que a força axial no pilar retorna ao seu valor original.

Wang (2002), analisando o comportamento de pilares ideais, considera que a estrutura que fornece a restrição à expansão térmica antes da flambagem, posteriormente, também fornece ao pilar restrição suficiente para permitir sua estabilidade, embora com força reduzida. Ou seja, diferentemente do que ocorre à temperatura ambiente, em que a deformada pós-crítica é estável, no caso em estudo, a deformada pós-crítica é de equilíbrio instável e a barra procura voltar à posição inicial, o que é favorável à estabilidade do pilar.

A Figura 2.5 ilustra a relação entre a força e a temperatura de um pilar axialmente restringido, em regime elástico linear, sem imperfeição, ou seja, pilar ideal. Pode ser dividida em três estágios: pré-crítico, flambagem e pós-crítico.

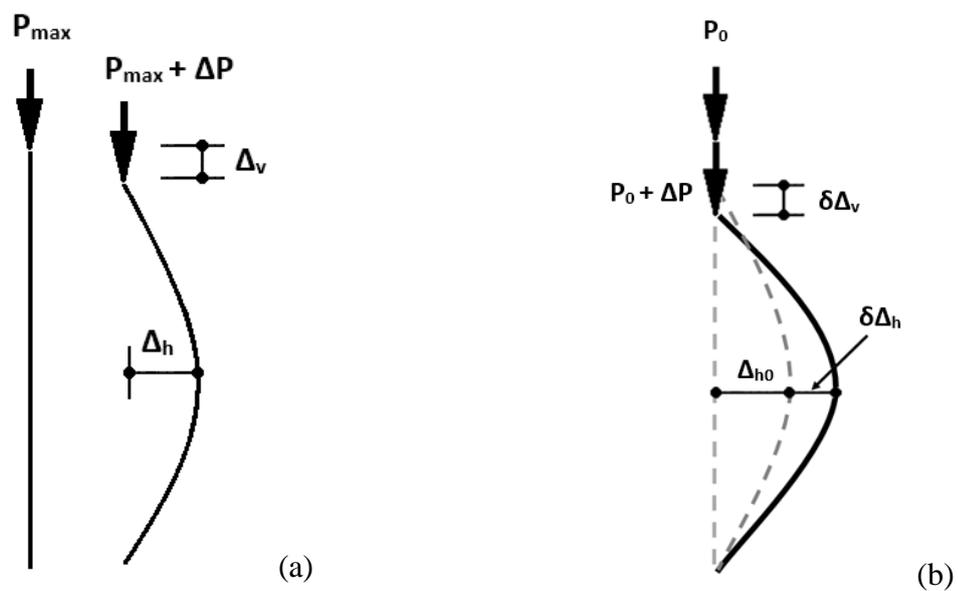
Figura 2.5 – Relação entre a força e a temperatura de um pilar ideal com restrição em incêndio



Fonte: Wang (2002)

Quando ocorre a flambagem do pilar, pode-se considerar que o pilar sofre um repentino movimento lateral acompanhado por uma contração axial, como mostrado na Figura 2.6 (a).

Figura 2.6 – Força e deslocamento durante as fases de deformação pela flambagem e pós-crítica



Fonte: Wang (2002)

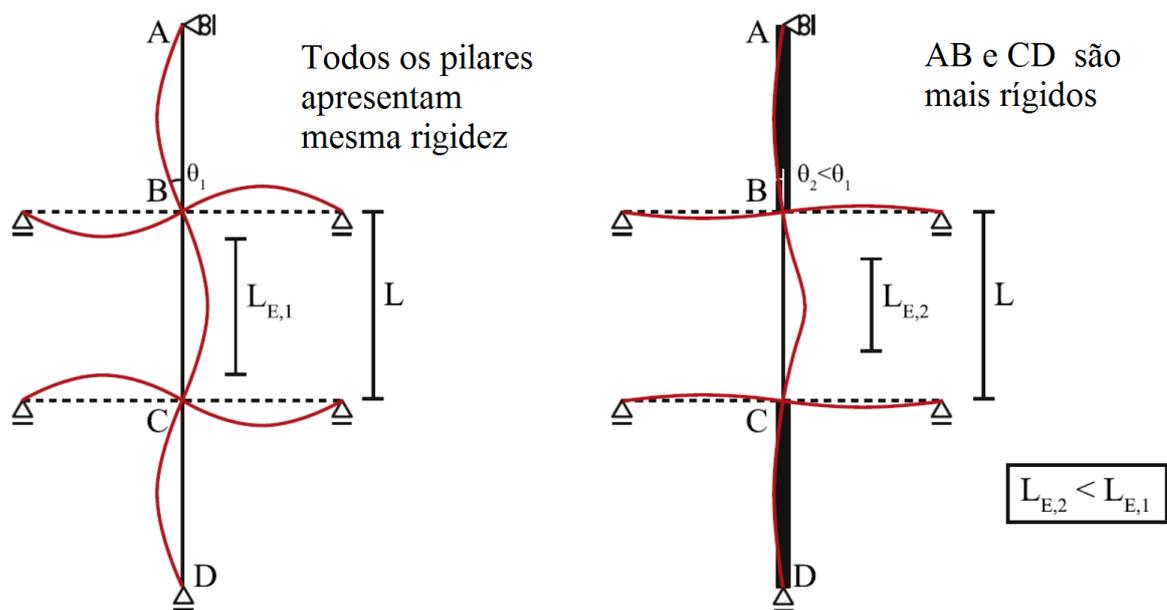
Na fase pós-crítica, com o aumento da temperatura do pilar, sua deformação axial consiste em três fases: expansão térmica livre, aumento da deformação mecânica e contração adicional do pilar causada pela adicional deformação lateral, como mostrado na Figura 2.6 (b). Para pilares reais, o diagrama força-deslocamento tem uma variação mais suave e se apresenta conforme a Figura 2.4.

Além da restrição axial, a diferença de temperatura entre o pilar aquecido e a estrutura em que ele está inserido pode gerar também restrições rotacionais. A restrição rotacional de pilares em situação de incêndio reduz seu comprimento de flambagem, e aumenta sua temperatura de colapso. Isso ocorre porque a rigidez de um pilar a elevadas temperaturas é reduzida, e, se a estrutura envolvente permanecer fria, retendo, assim, suas propriedades originais do material, sua rigidez poderá se tornar muito alta em relação à do pilar, de forma a fornecer um alto nível de restrição rotacional ao pilar aquecido.

A estrutura que fornece a restrição rotacional ao pilar pode ser tanto as vigas e lajes adjacentes quanto os pilares contínuos a partir das extremidades do pilar aquecido, ou ambos. Se as ligações viga-pilar forem rotuladas, não oferecerão nenhuma restrição rotacional ao pilar aquecido. Porém, se essas ligações forem rígidas ou semirrígidas, as vigas e lajes adjacentes fornecerão alguma restrição rotacional ao pilar, que dependerá da taxa de aquecimento dos elementos.

Webber et al. (2015) estudou analiticamente a influência da rigidez dos pilares adjacentes no comprimento de flambagem de um pilar inserido em uma estrutura de múltiplos pavimentos, comparando os resultados obtidos pelo método do comprimento efetivo com os resultados obtidos numericamente usando o programa de análise estrutural Autodesk Robot Structural Analysis. Na Figura 2.7 observou-se que, quando os pilares AB e CD são mais rígidos que o pilar BC, a rotação nos pontos B e C são reduzidas e o pilar BC possui menor comprimento de flambagem.

Figura 2.7 – Contribuição dos pilares adjacentes à rigidez rotacional nos apoios



Fonte: Webber et al. (2015).

Analogamente à análise apresentada por Webber et al. (2015), a redução do comprimento de flambagem em pilares em situação de incêndio ocorre devido à diferença de rigidez entre o pilar localizado no compartimento incendiado, cuja resistência e módulo de elasticidade foram reduzidos, e os pilares adjacentes que permaneceram frios. Dessa forma, o nível de restrição rotacional do pilar aquecido aumentará e seu comprimento de flambagem será reduzido. Uma situação similar ocorre para vigas e lajes adjacentes.

A restrição imposta ao pilar aquecido depende da diferença entre a sua rigidez e a rigidez das vigas, lajes e pilares adjacentes a ele. Dessa forma, segundo Correia (2011), os níveis de restrições axial (α_A) e rotacional (β_R) do pilar é definido como a relação entre a rigidez da estrutura em que o pilar está inserido e a rigidez elástica do pilar, e pode ser calculado conforme as equações 2.1 e 2.2.

$$\alpha_A = \frac{K_{A,S}}{K_{A,C}} \tag{2.1}$$

$$\beta_R = \frac{K_{R,S}}{K_{R,C}} \tag{2.2}$$

Onde,

$K_{A,S}$ é a restrição axial da estrutura envolvente;

$K_{A,C}$ é a rigidez axial do pilar;

$K_{R,S}$ é a restrição rotacional da estrutura envolvente;

$K_{R,C}$ é a rigidez rotacional do pilar.

A rigidez axial e rotacional do pilar pode ser calculada de acordo com as equações 2.3 e 2.4, respectivamente.

$$K_{A,C} = \frac{A_C E_C}{L_C} \quad (2.3)$$

$$K_{R,C} = \frac{4E_C I_C}{L_C} \quad (2.4)$$

Onde,

A_C é a área da seção transversal do pilar;

E_C é o módulo de elasticidade do aço do pilar;

L_C é o comprimento do pilar;

I_C é o momento de inércia do pilar em relação ao eixo de menor inércia.

2.2 TRABALHOS NUMÉRICOS E ANALÍTICOS

Neves (1995) estudou a influência da restrição à dilatação térmica no esforço resistente de pilares em situação de incêndio, calculando as forças de restrição como uma função da temperatura. Analisou-se a influência da rigidez da estrutura envolvente do pilar, a esbeltez do

pilar e a excentricidade da força de restrição, utilizando simulações computacionais no programa ZWAN. Os cálculos mostraram que a temperatura crítica de pilares de aço pode ser influenciada pela rigidez da estrutura que restringe sua dilatação térmica durante o incêndio. Constatou-se que, para pequenas excentricidades de força aplicada, com o aumento dos valores de rigidez estrutural a temperatura crítica é reduzida. Entretanto, quando a excentricidade da força de compressão ou a rigidez estrutural é suficientemente grande, não há qualquer dependência da temperatura crítica com a rigidez.

Poh e Bennetts (1995) realizaram procedimento numérico para analisar o comportamento dos elementos de suporte de carga sob condições de elevadas temperaturas. Os resultados obtidos foram comparados aos dados de ensaios de pilares de aço realizados no Norwegian Institute of Technology, utilizando 18 pilares de perfil I laminado europeu IPE 160, com quatro comprimentos distintos (3100, 2210, 1750 e 1700 mm) e quatro diferentes índices de esbeltez sob o eixo crítico (169, 120, 95 e 92).

Na análise numérica criou-se apenas um modelo devido ao fato de todos os pilares ensaiados possuírem apenas um tipo de seção de aço. Além disso, aproveitando a simetria dos pilares, foi suficiente modelar apenas metade de seu comprimento.

Para considerar a restrição rotacional e axial do pilar, uma mola axial e uma mola rotacional foram ligadas à extremidade do modelo em que a carga era aplicada, com valores de rigidez podendo variar entre zero, representando nenhuma restrição, e infinito, representando restrição total.

Primeiramente os pilares foram carregados sob temperatura ambiente e, posteriormente, foram aquecidos enquanto uma força axial foi aplicada no apoio superior. Essa força aplicada permaneceu inalterada nos ensaios de pilares sem nenhuma restrição ou com restrição rotacional, entretanto, para os pilares que apresentavam restrição axial, a expansão axial foi impedida, induzindo o surgimento extra de forças axiais.

Verificou-se que os resultados numéricos apresentaram boa relação com os resultados obtidos nos ensaios. Além disso, para o pilar ensaiado à temperatura ambiente, o procedimento numérico reproduziu ativamente os ramos ascendente e descendente da curva de força-deformação, indicando que a análise numérica foi capaz de prever o comportamento do pilar com bom resultado. Para análise a temperaturas elevadas, os resultados numéricos foram largamente dependentes do material utilizado. Embora as curvas de tensão *versus* deformação

a temperaturas elevadas não foram determinadas para pilares de aço, uma previsão razoável do comportamento dos pilares foi obtida utilizando a relação de tensão *versus* deformação do EN 1993 1-2: 1990.

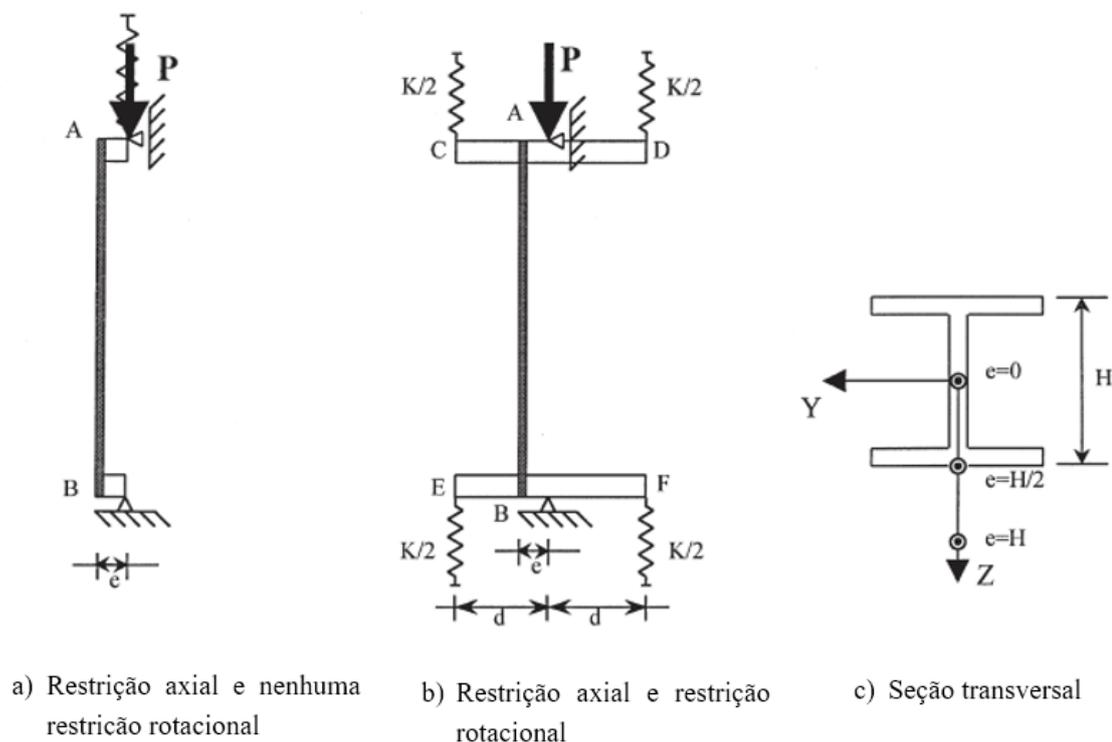
Em Bailey et al. (1999), relatou-se o ensaio, realizado no Laboratório de Cardington, feito em escala real de um edifício de 8 andares de estrutura de aço com o objetivo de fornecer uma visão detalhada sobre o verdadeiro comportamento de edifícios em situação de incêndio. Realizou-se, ainda, uma modelagem numérica computacional para complementar os resultados do ensaio e produzir orientações mais realistas de projeto.

Os resultados do ensaio registraram significativos momentos induzidos nos pilares que foram fortemente revestidos contra o fogo. Esses momentos, cuja existência é ignorada nos métodos de cálculo de projeto em situação de incêndio, foram causados pela expansão térmica das vigas aquecidas desprotegidas, expandindo e deslocando os pilares lateralmente. A modelagem computacional confirmou este comportamento, pois indicou que os pisos deslocam um em relação ao outro, criando significativos deslocamentos laterais globais dos pilares.

Valente e Neves (1999) realizaram estudo numérico para analisar a influência da restrição à dilatação térmica elástica de pilares de aço em situação de incêndio e também a restrição à rotação de suas extremidades. A fim de estudar o comportamento de estruturas de aço planas em situação de incêndio, foi desenvolvido um modelo isoparamétrico de elementos finitos da viga de Euler-Bernoulli, levando em conta a não linearidade geométrica por meio de uma formulação Lagrangiana aproximada atualizada. Os cálculos foram feitos usando o programa de elementos finitos FINEFIRE, desenvolvido no Instituto Superior Técnico de Lisboa.

De forma a possibilitar separadamente o estudo dos efeitos da rigidez axial e da rotacional, foram utilizados dois modelos, representados na Figura 2.8. O modelo compreende o pilar aquecido AB, rigidamente conectado a duas barras muito rígidas, CD e EF, ligadas ao exterior por meio de molas.

Figura 2.8 - Modelo usado nos cálculos



Fonte: Valente e Neves (1999)

Observou-se que a restrição, na fase elástica, à dilatação térmica axial e à rotação das extremidades dos pilares de aço submetidos a elevadas temperaturas, impostas pela estrutura em que cada pilar pertence, influencia a temperatura crítica dos pilares. Com o aumento da restrição axial, a temperatura crítica diminui e quanto maior a rigidez rotacional, maiores são os valores das forças de restrição alcançadas e maiores se tornam as temperaturas críticas correspondentes. Isso ocorre porque o aumento do valor da rigidez rotacional faz com que o comprimento de flambagem do pilar diminua. Entretanto, a influência da rigidez rotacional somente é significativa quando próxima de zero (pilar articulado), para maiores valores de rigidez a influência da rigidez rotacional se torna irrelevante.

Verificou-se também que, em situações onde a restrição axial é alta e a restrição rotacional é baixa, a real temperatura crítica dos pilares de aço pode ser muito menor do que a temperatura crítica calculada de acordo com as simplificações propostas na EN 1993-1-2:1995. Essa norma assumia que “as forças internas e momento, nos apoios e extremidades dos elementos, aplicados no tempo $t=0$, deviam ser admitidos como se permanecessem inalterados ao longo da exposição à altas temperaturas” e, além disso, considerava que o comprimento de

flambagem para pilares em situação de incêndio, localizados em andares intermediários de quadros contraventados, podia ser utilizado igual a metade comprimento do pilar, como se fosse um pilar com extremidades engastadas.

Franssen (2000), estudou a aplicação da técnica de comprimento de arco primeiramente do jeito que é tradicionalmente aplicada à temperatura ambiente e, em seguida, como essa técnica pode ser utilizada para prosseguir o cálculo de uma simulação numérica para além do tempo limite correspondente a uma falha local de um pilar restringido e aquecido. A técnica foi então aplicada para a análise de pilares restringidos, buscando uma solução para avaliar a temperatura que conduz ao colapso da estrutura sem a necessidade de avaliar o grau de restrição.

O objetivo foi examinar dois diferentes aspectos da restrição de pilares em situação de incêndio. O primeiro é relacionado à dificuldade em avaliar quantitativamente o grau de restrição axial fornecido pela estrutura a um pilar. O segundo aspecto está ligado ao fato de que o colapso de um pilar individualmente não necessariamente leva a um colapso da estrutura, pois é possível que, após o colapso do pilar, a parte da carga que não pode mais ser suportada pelo pilar após a instabilidade é redistribuída para outros elementos e a estrutura se movimenta para outra posição de equilíbrio.

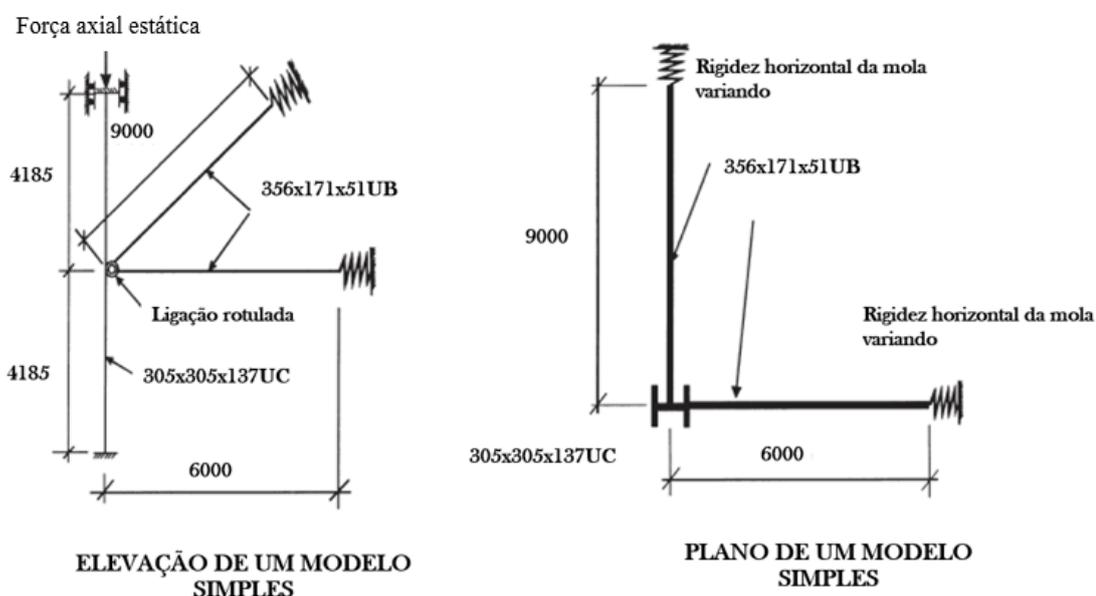
Concluiu-se que o colapso de um pilar pode ser acelerado pela restrição axial, mas isso não necessariamente conduz ao colapso de toda a estrutura, pois, um pilar somente é axialmente restringido durante um incêndio, se existir uma estrutura circundante. Assim, o mesmo fenômeno que induz a restrição axial pode trabalhar para fornecer um outro caminho para a força que não pode ser suportada pelo pilar. A análise provou também que, como o nível de carga dos pilares antes do incêndio é geralmente menor do que a de seu esforço resistente, o colapso da estrutura irá ocorrer quando o pilar aquecido suportar uma força menor do que a inicial que suportava antes do incêndio. Com isso, considerou-se que o sistema de restrição axial é um fenômeno muito menos grave do que havia sido imaginado, pois, uma vez que a falha de um pilar é aceita e somente o colapso de toda a estrutura deve ser prevenido, em alguns casos, a restrição pode, na verdade, ser um fenômeno positivo.

Bailey (2000) apresentou uma investigação numérica do comportamento estrutural de pilares quando submetidos a vários cenários estruturais e de incêndio, de forma a complementar o estudo numérico realizado por Bailey (1999), onde foi confirmado que a ocorrência de momentos elevados nos pilares ensaiados em Cardington era devido à expansão térmica das

vigas conectadas a eles. O objetivo principal do estudo foi investigar as consequências desses momentos para a estabilidade global do pilar.

Foi desenvolvido um modelo simples, mostrado na Figura 2.9, representando um pilar contínuo em uma estrutura de múltiplos pavimentos, com vigas conectadas apenas de um lado dos eixos de maior e de menor inércia. Os pilares foram submetidos tanto a força axial quanto a momentos causados pela expansão das vigas conectadas.

Figura 2.9 - Modelo simples utilizado no estudo paramétrico



Fonte: Bailey (2000)

O pilar foi modelado com imperfeição geométrica de $L/1000$ sob o eixo crítico, sem restrição axial à dilatação térmica, exceto pela restrição fornecida pela rigidez à flexão das vigas conectadas, e submetido à uma carga axial concêntrica de 2944 kN. A existência de laje é ignorada, mas as vigas aquecidas foram restringidas axialmente para fornecer a restrição lateral aos pilares. Não foi aplicada carga estática nas vigas, de forma a modelar apenas sua curvatura térmica. Para encontrar a pior situação de aquecimento, variou-se a taxa de aquecimento diferencial entre o pilar e a viga. Analisando o comportamento estrutural do pilar, verificou-se que o efeito da expansão das vigas leva o pilar a apresentar curvatura dupla, com altas tensões localizadas em sua parte superior e inferior, entretanto, isso não acarretaria

instabilidade devido à restrição presente ao nível do piso. Portanto, a instabilidade foi causada pelo efeito $P-\delta$ no pilar e ampliada pela deformada do pilar imposta pela expansão das vigas.

A análise demonstrou que a instabilidade do pilar foi significativamente afetada pela taxa de aquecimento da viga para o pilar, pelo tamanho da seção transversal e vão da viga, pela força axial do pilar e pela rigidez final do pilar aquecido.

Em Neves et al. (2002), foi proposto um método simples, tendo por base os resultados de uma série de ensaios experimentais e cálculos, para corrigir o valor da temperatura crítica de pilares de aço livres para dilatar, de forma a levar em conta o efeito da restrição da estrutura a que eles pertencem em uma situação prática. O modelo foi aplicado em uma análise quantitativa, usando o programa de elementos finitos FINEFIRE, onde foi calculada a temperatura crítica de diversos pilares de aço com extremidade articulada e engastada, livre para expandir e com restrição à dilatação térmica axial para diversos valores de rigidez da estrutura circundante, diferentes níveis de cargas iniciais, perfis com diferentes seções transversais e três valores de esbeltez do pilar.

A análise demonstrou que a redução na temperatura crítica de um pilar esbelto com restrição axial é consequência direta da não linearidade geométrica. Isso ocorre porque durante todo o processo de aquecimento, as deformações do pilar restringido são muito maiores que as deformações de um pilar sem restrição, assim, o efeito da não linearidade faz com que, a cada temperatura, o pilar mais deformado esteja sempre mais perto de sua capacidade de carga. Então, quando a temperatura crítica é alcançada, a capacidade de carga do pilar restringido foi reduzida ao nível de seu valor de cálculo em situação de incêndio, porém, para os pilares sem restrição, isso acontecerá somente em uma fase posterior, quando a temperatura do aço alcançar um valor maior. O método de cálculo proposto está representado pela Tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Proposta para o cálculo da redução da temperatura crítica

$T_{crit} = T_{crit}^{livre} - C_b \Delta T_{crit}$		$R = \frac{K_s L}{EA}$
C_b	0,9	Flexão em torno do eixo forte
	1,25	Flexão em torno do eixo fraco
$\Delta T_{crit} =$	$\frac{\Delta T}{0,03} R$	$R \leq 0,03$
	ΔT	$R > 0,03$
$\Delta T =$	0	$\lambda > 20$
	$85 C_\eta \frac{\lambda - 20}{20}$	$20 \leq \lambda \leq 40$
	$\left[85 + \frac{140}{40} (\lambda - 40) \right] C_\eta$	$40 < \lambda \leq 80$
	$(260 - 0,44\lambda) C_\eta$	$80 < \lambda \leq 200$
$C_\eta =$	$0,3 + \eta_{fi}$	$0,3 \leq \eta_{fi} \leq 0,7$

Fonte: Neves et al. (2002)

Onde,

T_{crit} , é a temperatura crítica do pilar de aço;

T_{crit}^{livre} , é a temperatura crítica do pilar de aço sem restrição ao alongamento;

ΔT_{crit} , é a redução na temperatura crítica do pilar de aço devido à restrição térmica;

ΔT , é variação de temperatura do pilar de aço;

R , é o nível de rigidez;

λ , é a esbeltez;

η_{fi} , é a relação entre a força axial inicial e a força axial solicitante de cálculo em situação de incêndio;

K_s , rigidez da estrutura;

L , é o comprimento do pilar;

E , é o módulo de elasticidade à temperatura ambiente;

A , é a área da seção transversal do pilar de aço.

Outro importante estudo numérico foi apresentado em Huang e Tan (2007), em que foi elaborada uma simulação, em elementos finitos, desenvolvida em complemento à série de ensaios realizados a elevadas temperaturas em pilares axialmente restringidos relatado em Tan et al. (2007). O estudo numérico foi executado no programa FEMFAN2DO, com ênfase na simulação dos efeitos da não linearidade geométrica decorrentes dos ensaios. A análise, realizada em caráter transiente, utilizou duas das séries ensaiadas, uma representando pilares curtos e outra representando pilares esbeltos.

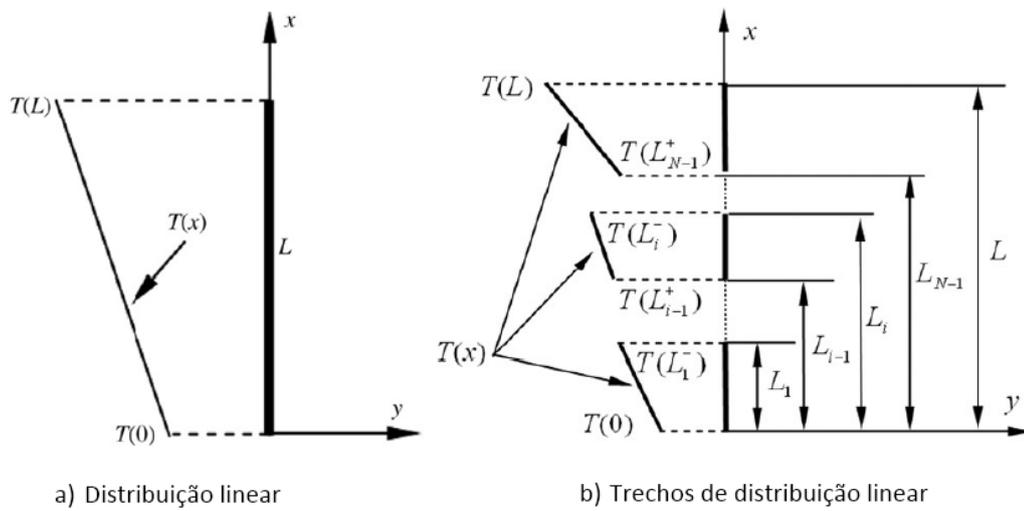
Verificou-se que, sob uma temperatura crescente, o pilar axialmente carregado expandia ou contraía, dependendo da combinação dos efeitos de expansão térmica (alongamento) e contração mecânica (encurtamento). Durante o início do aquecimento, a expansão térmica foi o fator dominante, gerando um aumento da força axial interna. Porém, em estágios de aquecimento posteriores, com o aumento da temperatura e a consequente degradação das propriedades do material, a contração mecânica se tornou mais significativa, levando a uma redução da força axial interna.

Foi demonstrado que o aumento da restrição axial acelera a instabilidade do pilar, isto é, reduz seu tempo colapso. Isso ocorre porque uma restrição elevada exerce uma maior força de compressão no pilar aquecido e, conseqüentemente, acelera sua instabilidade. A utilização do método dos elementos finitos mostrou que, embora as imperfeições axiais e as excentricidades de carga apresentem pequenas dimensões, não as considerar gera notáveis diferenças nos valores numéricos, principalmente em pilares esbeltos.

Tan e Yuan (2008) apresentaram um estudo analítico da estabilidade de um pilar de aço com extremidades rotuladas sob distribuição longitudinal de temperatura não uniforme, com o objetivo de obter soluções que permitam determinar a instabilidade, sob condições de incêndio pré-flashover, baixas temperaturas, sem recorrer a modelagem de elementos finitos. Entretanto, a solução não cobre o período pós-flashover, que é o de interesse para o projeto estrutural.

Foram analisadas duas diferentes idealizações de distribuição de temperatura, um modelo com distribuição linear e outro com trechos de distribuição linear, como mostrado na Figura 2.10

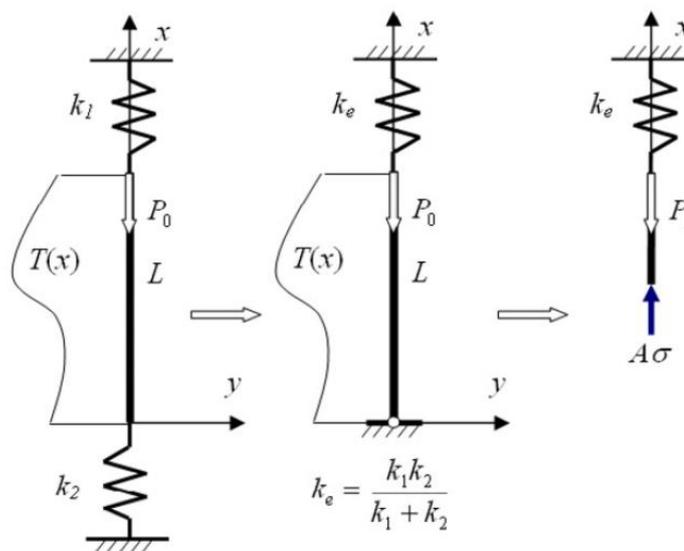
Figura 2.10 – Distribuição de temperatura



Fonte: Tan e Yuan (2008)

A Figura 2.11 mostra o modelo de pilar utilizado com extremidades rotuladas, sob distribuição de temperatura não uniforme. A restrição axial gerada pela estrutura adjacente não aquecida é simulada por duas molas elásticas lineares ligadas às extremidades do pilar. Não foram consideradas restrições rotacionais.

Figura 2.11 - Pilar sob força de compressão



Fonte: Tan e Yuan (2008)

Para simplificar, as duas molas elásticas foram substituídas por uma mola equivalente na extremidade superior do pilar. No modelo, P_0 é a força inicial aplicada na parte superior do pilar, A é a área da seção transversal e σ é a tensão de compressão do pilar.

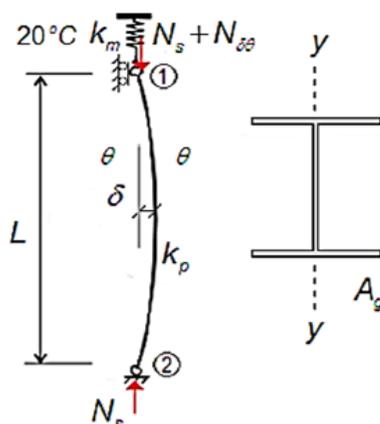
Para validar a proposta analítica, a temperatura de colapso de um pilar de aço com perfil UB127x76x13 sob diferentes condições foi calculada numericamente, usando o programa FEMFAN3D, e os resultados foram comparados às previsões analíticas propostas.

Verificou-se que para todos os casos investigados, as previsões analíticas concordaram com os resultados numéricos. Entretanto, como o procedimento analítico não é válido para casos em que ocorre plastificação do aço, em análises de longa duração à elevadas temperaturas, é aconselhável realizar uma análise transiente para considerar a plastificação e o efeito da fluência. Também foi relatado que a instabilidade elástica pode ser observada em pilares sujeitos a elevadas temperaturas.

Em Velarde (2008), apresenta-se análise numérica do comportamento de pilares de aço biarticulados submetidos a altas temperaturas com distribuição uniforme, estudando o efeito da dilatação térmica em pilares com restrição axial. As modelagens foram feitas utilizando o programa VULCAN, considerando-se análise não linear geométrica e do material, a curva temperatura-tempo ISO 834, variação das propriedades termomecânicas de quatro tipos de aço, para vários perfis britânicos e brasileiros.

Foram realizadas análises à temperatura ambiente e a altas temperaturas, comparando-se os resultados numéricos aos de métodos normatizados. Foram feitas 22 modelagens numéricas de pilares axialmente restringidos utilizando o modelo estrutural descrito na Figura 2.12.

Figura 2.12 - Modelo estrutural utilizando restrição axial em pilares



Fonte: Velarde (2008)

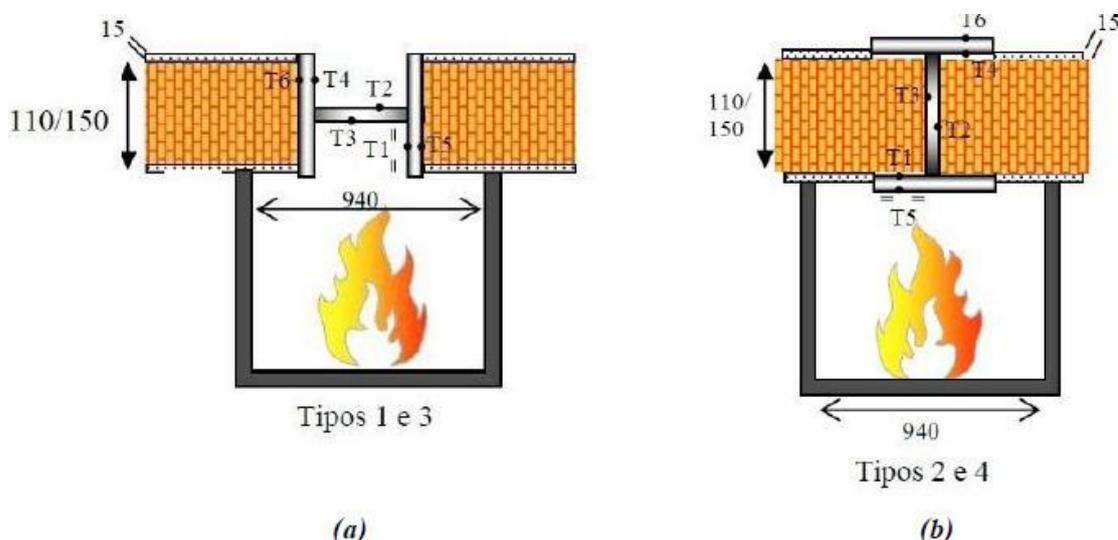
Em seguida, foram realizadas análises paramétricas com base nos modelos, onde observou-se que a restrição parcial à dilatação do pilar aquecido gerou uma força axial adicional crescente até uma determinada temperatura, onde a redução do módulo de elasticidade foi iniciada e, conseqüentemente, ocorreu a redução da força axial adicional. Quanto maior a rigidez da mola utilizada no modelo, maior a força axial atuante, entretanto, essa influência foi considerada maior em pilares com menores valores de esbeltezes. Nos casos estudados, a temperatura associada à máxima força axial adicional foi de aproximadamente 150°C, e a temperatura que levou à força adicional a se anular, situou-se entre 380°C e 540°C. Foram construídas curvas para determinação da temperatura crítica, em função da esbeltez reduzida e do nível de carregamento.

Em Dorr (2010), foram elaborados modelos numéricos tridimensionais de pilares de aço pertencentes a sistemas estruturais submetidos a temperaturas elevadas. Foi realizada uma análise paramétrica, via método dos elementos finitos por meio do programa de computador *ANSYS*, variando as restrições axiais do pilar, contemplando desde a situação onde não há restrição até a restrição completa.

Inicialmente foi realizada uma análise térmica utilizando três diferentes perfis, HEB160, HEB200 e UC 203x203x46, com comprimento longitudinal igual a 294 cm.

Nas análises dos perfis HEB160 e HEB200 foram consideradas paredes de 100 cm de comprimento e 15 cm de espessura em ambos os lados do perfil. Esse modelo foi estudado tanto numérica quanto experimentalmente em Silva et al. (2008), cujos resultados foram utilizados para validação da pesquisa. A Figura 2.13 apresenta os modelos adotados em Silva et al. (2008) e utilizados para a validação dos modelos de Dorr (2010).

Figura 2.13 - Esquema da disposição do aquecimento experimental e teórico com: (a) parede encontrando mesas e (b) paredes encontrando a alma do perfil.



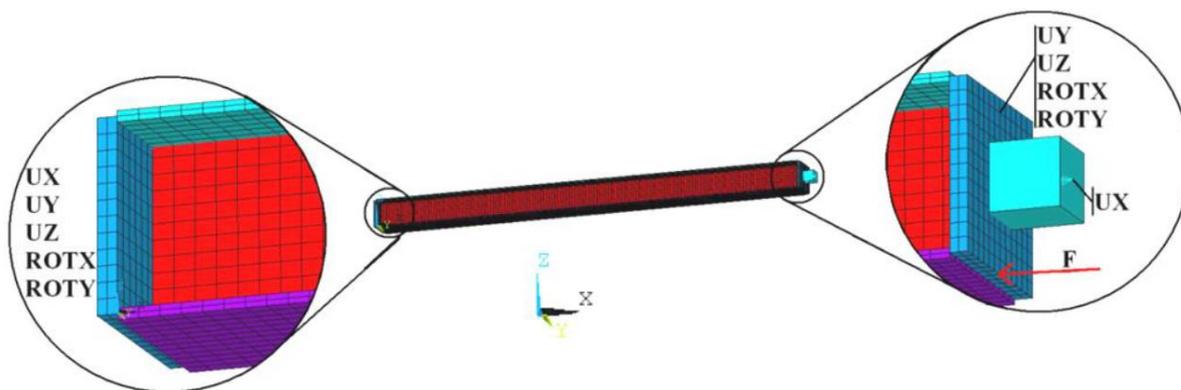
Fonte: Silva et al. (2008)

A modelagem do perfil HEB160 considerou paredes, sem revestimento de argamassa, em contato apenas com as mesas do perfil, e foi utilizado fator de emissividade igual a 0,5, diferente do utilizado em Silva et al. (2008), que considerou o fator de emissividade igual a 0,7. Nesse primeiro modelo, os pontos de interesse T1 e T5, indicados na Figura 2.13, apresentaram boa concordância com os resultados numéricos realizados em Silva et al. (2008). Entretanto, os resultados dos pontos T2 e T3, não convergiram de forma semelhante pois não foi considerado que a superfície não exposta ao incêndio perderia calor por convecção e por radiação. Essa situação não foi considerada para seguir a mesma proposta da pesquisa realizada por Kimura (2009), entretanto percebendo-se a necessidade de evolução do modelo numérico de forma a representar da maneira mais próxima possível a realidade, na modelagem do perfil HEB200 foi incluída essa hipótese, bem como 15 mm de argamassa revestindo os dois lados das paredes. Foram analisadas as situações em que a parede estava em contato tanto com as mesas quanto com a alma do perfil. Variou-se a emissividade em 0,5 e 0,7 e foi utilizada a curva de incêndio-padrão ISO 834-1:1999 para o aquecimento do modelo numérico. A modelagem utilizando o perfil UC 203x203x46 não considerou paredes.

Em seguida, realizou-se a análise termomecânica dos pilares de aço, constituída de três fases: definição da imperfeição geométrica inicial global, análise à temperatura ambiente para encontrar a máxima força resistente, e, por último, análise termomecânica com restrição axial

no topo da barra. A Figura 2.14 apresenta o modelo numérico elaborado para considerar a restrição axial do pilar.

Figura 2.14 – Detalhe do modelo utilizado por Dorr (2010): posição da restrição axial com elemento LINK10, força aplicada e graus de liberdade restringidos



Fonte: Dorr (2010)

A análise termomecânica utilizou um perfil de seção aberta do tipo I laminado de seção transversal UC 203x203x46 e considerou fator de emissividade igual a 0,7 e perda de calor na face não exposta. Os pilares estudados apresentaram extremidades rotuladas. Foram aplicadas cargas estáticas correspondentes a 10% e 90% da carga de colapso a temperatura ambiente, para pilares sem restrição axial, e 25%, 50% e 75% para pilares restringidos axialmente. O modelo considerou imperfeição geométrica inicial da ordem de $L/1000$. Os resultados numéricos obtidos foram comparados a ensaios experimentais e numéricos já publicados.

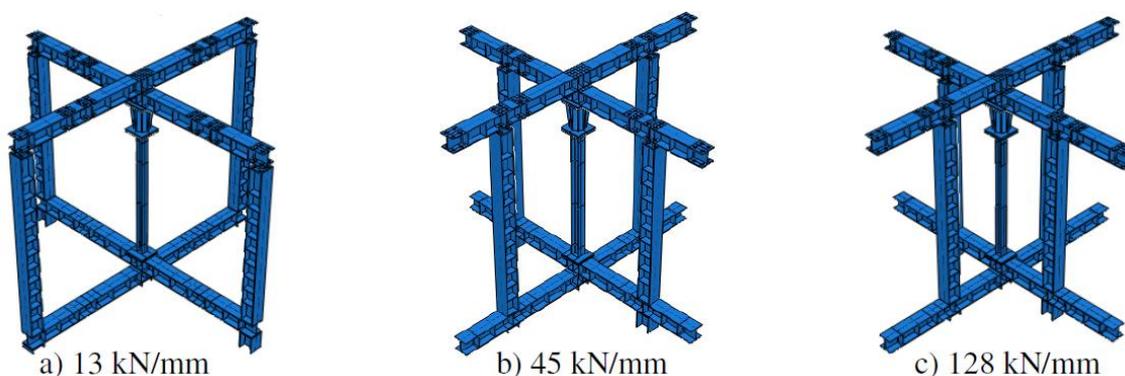
Em Correia e Rodrigues (2011), foram apresentados resultados de um estudo paramétrico sobre a resistência a elevadas temperaturas de pilares de aço restringidos axialmente e rotacionalmente. Utilizou-se o programa de computador de elementos finitos ABAQUS para a realização de um grande número de simulações numéricas, com análises não linear geométrica e de material, levando em conta as imperfeições. Foram considerados vários valores de esbeltez, nível de carregamento e rigidez da estrutura à qual o pilar pertence.

Foram utilizados pilares de 3 m de comprimento, com duas seções transversais, HEA 160 e HEA 200, dois níveis de carregamento, 30% e 70% da força crítica de instabilidade do pilar à temperatura ambiente, calculada de acordo com o EN 1993-1-1:2005, e três valores de rigidez

axial e rotacional da estrutura envolvente. Imperfeições geométricas do tipo excentricidade inicial e curvatura do eixo do pilar foram consideradas com valor de $L/1000$, onde L é o comprimento do pilar.

Os diferentes valores de rigidez da estrutura envolvente foram garantidos pela colocação dos pilares periféricos do pórtico de restrição em diferentes posições, conforme apresentado na Figura 2.15.

Figura 2.15 – Modelo tridimensional do pórtico de restrição para diferentes valores da rigidez da estrutura circundante



Fonte: Correia e Rodrigues (2011)

A rigidez rotacional da estrutura ($K_{R,S}$) foi determinada numericamente usando o programa ABAQUS, considerando os modelos estruturais representados na Figura 2.15 sem os pilares de ensaio, aplicando um momento fletor no pórtico e medindo as correspondentes rotações. A rigidez axial foi determinada experimentalmente, aplicando uma carga vertical no pórtico e medindo os deslocamentos verticais. Os valores de rigidez rotacional e axial da estrutura utilizados na análise numérica estão apresentados na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 - Rigidez axial e rotacional da estrutura

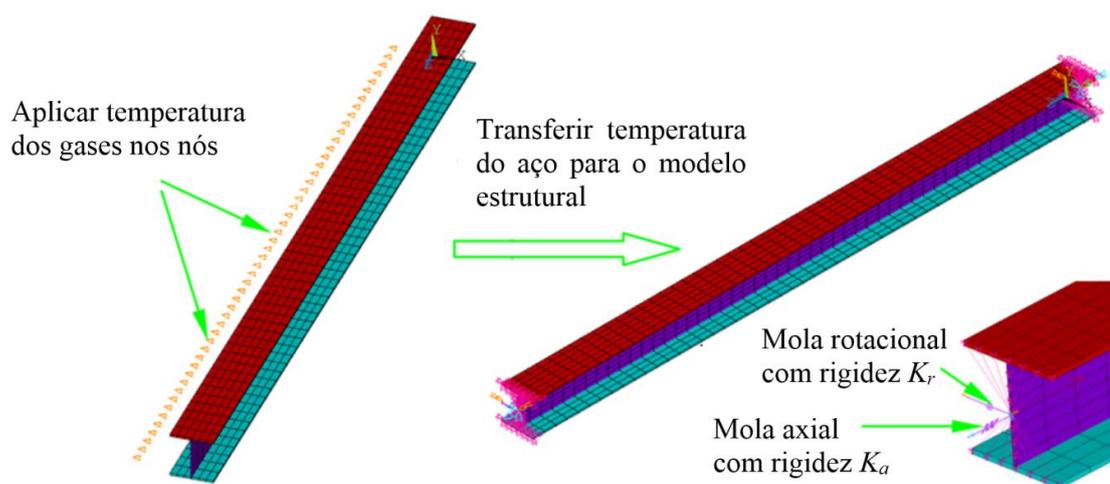
Caso simulado	Vão das vigas (m)	$K_{A,S}$ (kN/m)	$K_{R,S}$ (kNm/rad)
Fig. 2 (a)	3	13100	4827.5
Fig. 2 (b)	2	45000	5622
Fig. 2 (c)	1.5	128350	7844

Fonte: Correia e Rodrigues (2011)

Os resultados obtidos demonstraram que o nível de carregamento é o parâmetro mais importante na resistência a elevadas temperaturas dos pilares de aço, bem como a esbeltez que também apresentou grande influência nas temperaturas críticas e seus respectivos tempos de colapso. A principal conclusão relatada contradiz os diversos estudos realizados anteriormente que indicam que a rigidez da estrutura em que o pilar está inserido provoca uma redução da temperatura crítica da resistência a altas temperaturas dos pilares. Os resultados do estudo paramétrico realizado indicam que a restrição rotacional associada à restrição axial gerada pela estrutura, provoca um efeito positivo na resistência ao fogo. Assim, o efeito prejudicial da restrição axial é compensado pelo efeito benéfico da restrição rotacional.

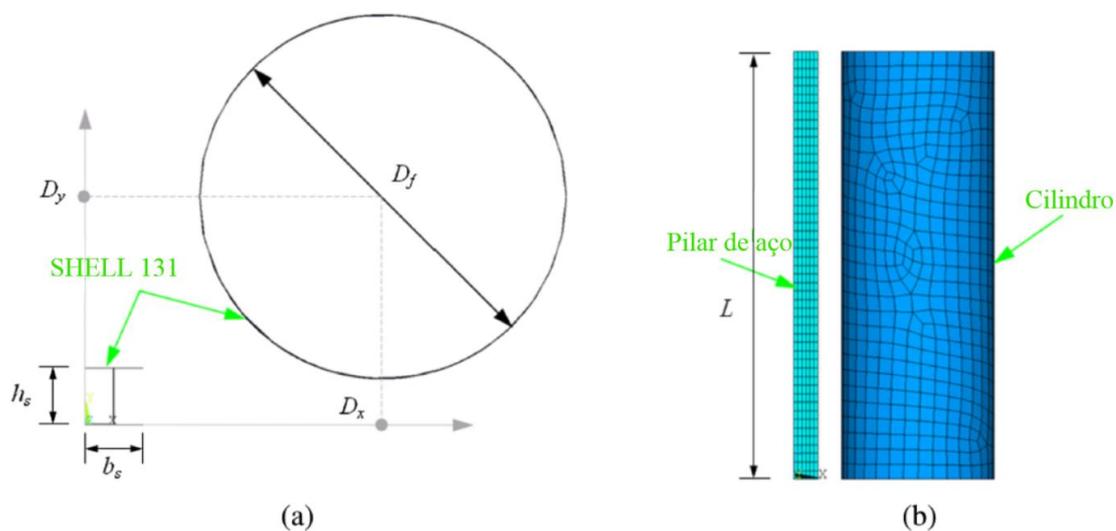
Em Zhang et al. (2015), foi realizado um estudo numérico sobre o comportamento de pilares de aço sem restrições e com restrições axial e rotacional em situação de incêndio, considerando a situação em que o pilar está totalmente envolvido pelo incêndio e a situação em que ele está adjacente à um incêndio localizado. Os modelos numéricos foram elaborados com o programa de computador *ANSYS*, utilizando o elemento finito *SHELL 131* para a análise térmica e o elemento finito *SHELL 181* para a análise estrutural. Os efeitos de restrição axial e rotacional fornecidos pela estrutura em situações reais de incêndio foi considerada por meio de molas. A Figura 2.16 apresenta o modelo numérico utilizado para pilares de aço envolvidos pelo incêndio e a Figura 2.17 mostra o modelo numérico considerado na análise térmica de pilares de aço adjacentes a um incêndio localizado, considerado por meio de um cilindro.

Figura 2.16 – Modelo numérico para análise térmica e estrutural no ANSYS



Fonte: Zhang et al. (2015)

Figura 2.17 – Modelo numérico para pilar adjacente a incêndio localizado. (a) Vista superior; (b) Vista frontal.



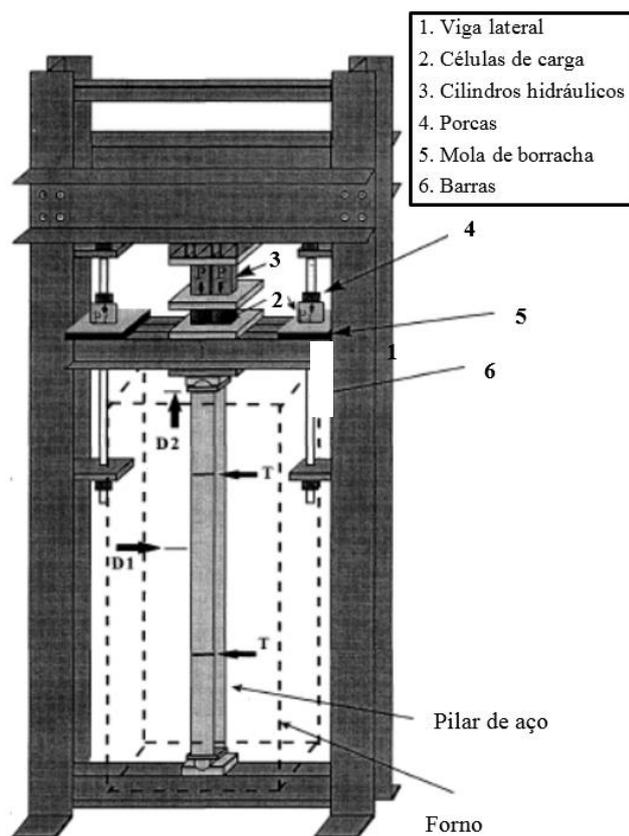
Fonte: Zhang et al. (2015)

Verificou-se que a temperatura que provocou a instabilidade dos pilares de aço foi reduzida com os aumentos do nível de carregamento e da restrição axial e, no entanto, aumentou com a presença de restrição rotacional. Em pilares de aço axialmente restringidos em situação de incêndio, considerando a curva ISO 834, a temperatura que causou a instabilidade reduziu com o aumento do comprimento do pilar.

2.3 TRABALHOS EXPERIMENTAIS

Ali et al. (1997) realizaram estudo experimental do comportamento de pilares de aço em situação de incêndio, com foco no efeito da restrição axial em sua força normal resistente em situação de incêndio. A Figura 2.18 mostra o equipamento de ensaio utilizado, onde a restrição axial foi considerada pela presença de uma viga na extremidade superior do equipamento, restringindo a expansão térmica do pilar ensaiado.

Figura 2.18 – Equipamento de ensaio



Fonte: Ali et al. (1997)

Foi realizado um estudo piloto para identificar os principais fatores que afetam o ambiente de ensaio e definir os parâmetros que mais influenciam no mesmo. O objetivo principal desse estudo piloto foi utilizar os resultados obtidos para adequar a metodologia prevista de um programa experimental previamente elaborado. Foram utilizados pilares de somente uma seção, IPE 80x46, com 1,60 m de comprimento, ensaiados à temperatura ambiente e a altas temperaturas de até 1000 °C, onde três níveis de restrição axial (0; 0,042 e 0,32) e carregamentos (0; 0,49 e 0,64) foram envolvidos.

Os resultados indicaram que a imposição de restrição contra a expansão axial do pilar reduz a resistência a elevadas temperaturas dos pilares de aço e destacaram que em ensaios semelhantes deve-se considerar a imperfeição, pois a curvatura inicial e o atrito na extremidade reduz a capacidade de carga dos pilares, em média, 12,5% em comparação à força crítica de Euler.

Então, Ali et al. (1998), complementando o trabalho realizado em 1997, apresentou um relatório preliminar de um projeto de pesquisa realizado entre grupos na Universidade de Ulster e Sheffield. Foi realizado um estudo do efeito da restrição axial na resistência ao fogo de pilares de aço por meio do programa experimental desenvolvido em Ulster e apoiado pela modelagem numérica em Sheffield.

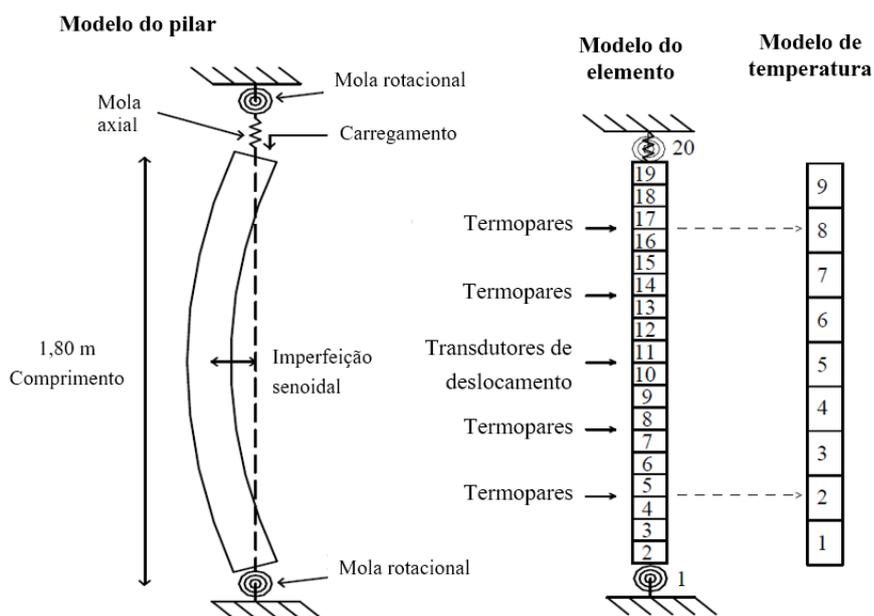
No programa experimental, foram elaborados 37 ensaios a altas temperaturas, cuja análise envolveu três parâmetros principais: índice de esbeltez (49; 75; 98), grau de restrição axial (0; 0,1; 0,2; 0,3) e taxa de carregamento (0; 0,2; 0,4; 0,6). Os pilares foram projetados com 1,80m de comprimento e três seções transversais (152x152x23 UC, 178x102x19 UB e 127x76x13 UB) para proporcionar diferentes índices de esbeltez. O equipamento de ensaio utilizado foi o mesmo apresentado por Ali et al. (1997) na Figura 2.18 e possuía capacidade para aplicar uma força axial direta no pilar, enquanto fornecia graus de restrição axial, que eram variáveis e poderiam ser registrados independentemente durante o ensaio em elevadas temperaturas. O procedimento de ensaio foi executado em duas partes, primeiramente foi aplicada uma força incremental a temperatura ambiente, adotada de acordo com a taxa prescrita, executando-se a medição da força e do deslocamento. Depois disso, a restrição projetada foi iniciada pelo aperto das porcas nas barras com roscas. Em seguida, um programa de aquisição de dados completo foi utilizado durante o regime de aquecimento. A medida que o ensaio progrediu a força aplicada foi mantida em valor constante, até ocorrer uma rápida queda no deslocamento axial, como um resultado da degradação do material e/ou instabilidade.

A análise numérica do comportamento de pilares foi realizada por meio do programa VULCAN, desenvolvido na Universidade Sheffield. Os pilares aquecidos foram representados utilizando dezoito elementos finitos e nove padrões de temperaturas para representar o regime de aquecimento imposto nos pilares, como apresentado na Figura 2.19. O pilar analisado possuía seção transversal 152x152x23 UC, com índice de esbeltez igual a 49, e foi modelado com 4 níveis de força e 3 fatores de restrição axial.

Concluiu-se que a capacidade resistente ao fogo dos pilares foi reduzida pela imposição da restrição. Aumentando-se a restrição axial também aumentou-se o valor da força de restrição gerada ocasionando uma redução na temperatura de colapso para todos os valores de esbeltezes testadas. Além disso, a intensidade da força de restrição adicional gerada diminuiu com o aumento da taxa de carregamento. Os pilares com valores menores de força aplicada

experimentaram alta força de restrição adicional, o que prejudicaria muito sua capacidade real em incêndio.

Figura 2.19 - Modelo básico de pilar



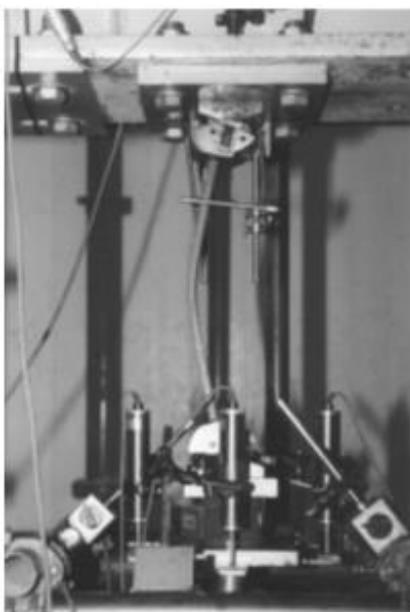
Fonte: Ali et al. (1998)

Em Rodrigues et al. (2000), realizaram-se ensaios para estudar a temperatura crítica de elementos de aço comprimidos com restrição à dilatação térmica e medir a evolução das forças de compressão resultantes dessa restrição. Os resultados obtidos foram comparados a simulações numéricas utilizando o programa de elementos finitos FINEFIRE.

Como não estavam disponíveis grandes fornos para realizar ensaios em escala real, optou-se por fazer um conjunto de ensaios em escala reduzida. Dessa forma, seria impossível reproduzir as características de perfis usados na construção em aço, então foram utilizadas barras com seção transversal retangular, com a maior dimensão igual a 50 mm, fazendo, assim, com que a esbeltez de cada barra fosse diretamente proporcional a sua espessura. Todas as barras foram articuladas e ensaiadas com o mesmo comprimento de instabilidade igual a 460 mm. A restrição à dilatação térmica elástica foi fornecida por uma viga de aço simplesmente apoiada, cuja rigidez foi condicionada pela escolha da seção transversal e do comprimento do vão. Foram ensaiadas um total de 168 barras, utilizando quatro diferentes

valores de esbeltezes, duas excentricidades da força de compressão e seis níveis de restrição à dilatação axial. Foram realizados 144 ensaios a temperaturas elevadas.

Figura 2.20 – Deformação da barra após ensaio



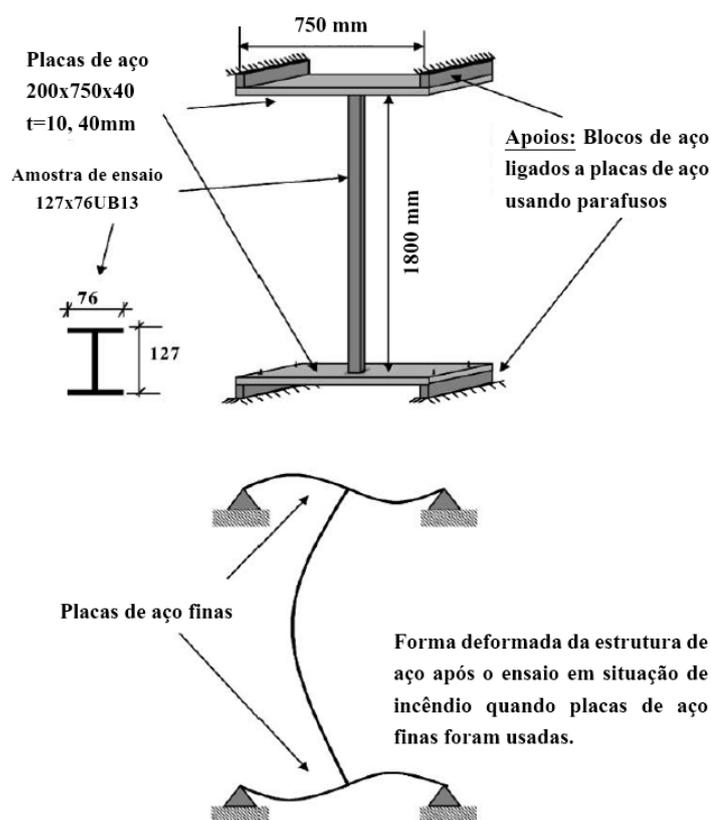
Fonte: Rodrigues et al. (2000)

Observou-se que a restrição à dilatação térmica de elementos centralmente comprimidos com esbeltez maior que 80, pode levar a reduções na temperatura crítica em até 200 °C. No entanto, se a força é excêntrica e com valor considerável, a restrição à dilatação não causa variações significativas na temperatura crítica. Porém, sem a realização de ensaios em perfis de aço em escala real, os resultados desse trabalho não podem ser diretamente aplicáveis à prática comum, mas eles mostram que a restrição térmica é algo que deve ser considerada.

Em Ali e O'Connor (2001), implementou-se a análise realizada em 1998 com o desenvolvimento de um programa experimental realizado no Fire Research Center, Universidade de Ulster, em colaboração com a Universidade de Sheffield. Foi conduzida uma análise paramétrica experimental do desempenho de pilares de aço em situação de incêndio, restringidos axialmente e rotacionalmente. Foi incluída uma comparação dos resultados ao comportamento dos pilares de aço, previamente ensaiados em 1998, em situação de incêndio, utilizando somente restrição axial.

De forma a compatibilizar os ensaios com os que foram realizados anteriormente em pilares com somente restrição axial, foram seguidos os mesmos procedimentos do programa experimental anterior utilizando o mesmo forno e o mesmo equipamento, com apenas algumas modificações necessárias conforme mostra a Figura 2.21.

Figura 2.21 – Estrutura de aço utilizada no ensaio



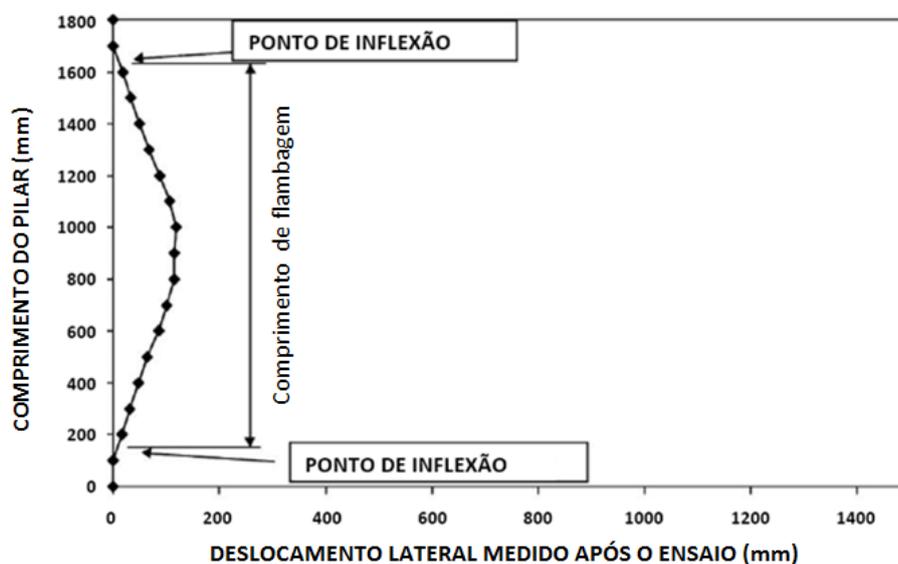
Fonte: Ali e O'Connor (2001)

O programa compreendeu 10 pilares 127x76UB1, com 1800mm de comprimento, ensaiados sob 5 níveis de carregamento. Foram envolvidos dois graus de restrição rotacional, um muito baixo (0,186) e um muito alto (0,936), e apenas um grau de restrição axial (aproximadamente 0,29).

Foi apresentado um método para estimar o comprimento efetivo de pilares engastados (na prática, parcialmente engastados) ensaiados em situação de incêndio por meio da forma do pilar resfriado após o ensaio. O método consistiu em utilizar os dados geométricos do pilar deformado para encontrar os pontos de inflexão. O comprimento efetivo do pilar foi calculado

como a distância entre esses pontos, como mostrado na Figura 2.22. Os resultados dos comprimentos efetivos encontrados nos pilares ensaiados indicaram que, com maiores valores de restrição rotacional, foram obtidos menores comprimentos efetivos. Para pilares altamente restringidos foi encontrado um valor médio de comprimento efetivo igual a 0,56 L e, para baixos valores de restrição rotacional, um valor médio de 0,61 L, onde L é o comprimento do pilar.

Figura 2.22 – Medição da forma deformada de um pilar ensaiado



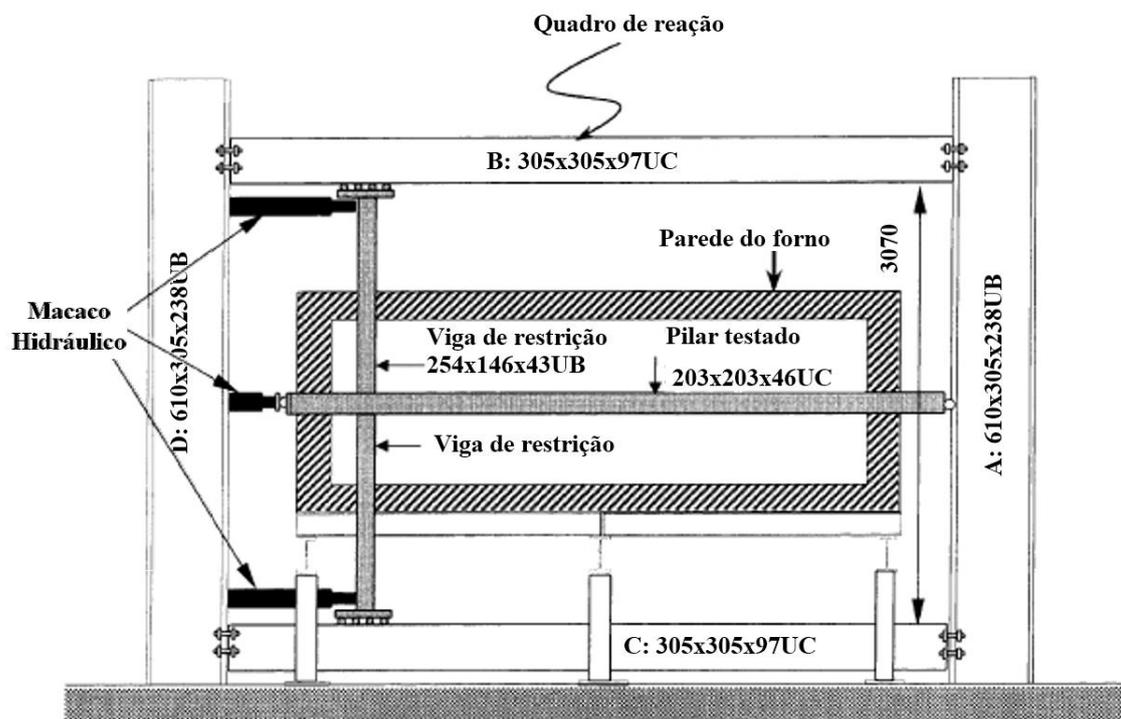
Fonte: Ali e O'Connor (2001)

Ao comparar os resultados dos ensaios realizados com pilares apenas restringidos axialmente aos do ensaio considerando os dois tipos de restrições, axial e rotacional, verificou-se que o valor das forças geradas de restrição obteve um efeito menor com a adição de restrição rotacional quando comparada somente ao efeito da restrição axial. Além disso, as temperaturas de colapso foram consideravelmente aumentadas sob um mesmo valor de força. Observou-se também que a mudança no valor da restrição rotacional aplicada teve um efeito insignificante nos valores das forças de restrição geradas. O aumento no nível de carregamento causou uma queda significativa nas forças de restrição geradas e na temperatura de colapso.

Em Wang e Davies (2003) foram apresentados resultados de uma análise de duas séries de estudos experimentais de um conjunto de pilares indeslocáveis carregados e rotacionalmente restringidos em situação de incêndio. O objetivo principal foi estudar o problema da variação dos momentos fletores em construções contínuas e comprimentos de flambagem sob influência das variações das restrições rotacionais.

Os ensaios foram realizados com o pilar disposto horizontalmente, restringidos por duas vigas verticais conectadas a ele. O arranjo dos elementos foi estabelecido devido à limitação geométrica do forno como mostrado na Figura 2.23.

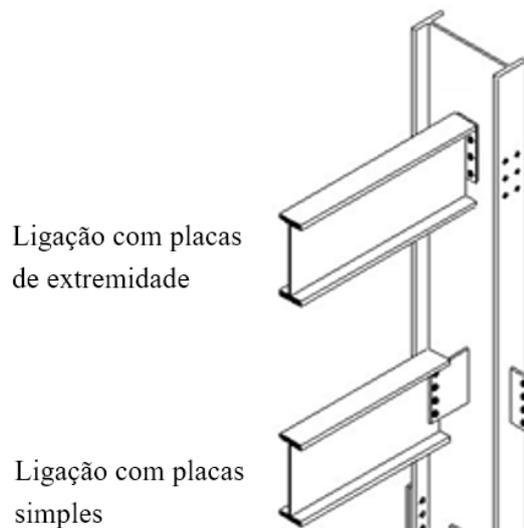
Figura 2.23 - Arranjo esquemático do ensaio experimental



Fonte: Wang e Davies (2003)

No total, duas séries de ensaios em situação de incêndio foram realizados, uma utilizando placas simples (“fin plates”) para ligar as vigas aos pilares e outra usando placas de extremidade (“end plates”), conforme a Figura 2.24.

Figura 2.24 – Exemplos de ligações utilizadas no ensaio



Fonte: Disponível em: < <http://www.fgg.uni-lj.si>>. Acesso em: 13 mai. 2015. Modificada pela autora.

Considerou-se que os efeitos de outros tipos usuais de ligações seriam suscetíveis de apresentar resultados similares aos das ligações utilizadas, então, devido às limitações de tempo e custo do programa de pesquisa, não foram realizadas ligações adicionais. Em todos os ensaios, os pilares foram compostos pelo perfil 203x203x46UC e as vigas, pelo perfil 254x146x43UB. Os perfis foram escolhidos de forma a assegurar que a rigidez a flexão do pilar em relação às vigas de restrição estivesse dentro de uma margem usual nas construções, e também foram um reflexo do tamanho do forno e do espaço limitado disponível no laboratório de ensaios de incêndio da Universidade de Manchester. Em cada ensaio, as forças foram aplicadas, nos pilares e nas vigas, antes da exposição ao fogo e, então, mantidas constantes durante o ensaio em situação de incêndio. O tempo de colapso foi determinado quando a carga total aplicada começou a cair bruscamente.

Observou-se que o momento fletor no pilar mudou quando exposto a altas temperaturas. Quando submetido à compressão axial elevada em relação ao momento fletor de primeira ordem, o sentido desse momento é revertido logo na fase inicial de exposição ao fogo. Com a aplicação de uma força axial reduzida, o momento fletor também teve o sentido revertido, porém, nos últimos estágios de exposição ao fogo, imediatamente antes do colapso.

A temperatura de colapso do pilar foi, principalmente, dependente da força axial aplicada, entretanto, a influência do momento fletor inicial aplicado e do tipo de ligação viga-pilar foram consideradas desprezáveis.

Em Tan et al. (2007), o tempo de colapso de pilares sem revestimento contra fogo e submetidos a várias taxas de restrição axial são determinados por uma análise experimental. Os principais objetivos foram investigar o efeito da imperfeição inicial de pilares nos tempos de colapso e examinar o efeito da restrição axial no tempo ou temperatura de colapso de pilares de aço.

Todos os pilares ensaiados apresentavam extremidades rotuladas, obtendo um comprimento efetivo de 1,74 m, e foram divididos em quatro grupos de acordo com seus índices de esbeltezes em relação ao eixo de menor inércia (45; 55; 81 e 97). Em cada grupo, um pilar foi ensaiado à temperatura ambiente para obter sua capacidade de carga. Para ensaios a temperaturas elevadas, os pilares foram sujeitos a uma força axial, fixada como 50% da capacidade de carga do pilar. No ensaio, primeiramente foi aplicada a restrição axial e depois, os pilares foram uniformemente aquecidos por um forno elétrico, aumentando a temperatura até ocorrer a instabilidade.

Os resultados dos ensaios mostraram que a restrição axial, bem como a imperfeição inicial, reduziu significativamente o tempo de colapso dos pilares de aço. Em contrapartida, a influência do atrito nas ligações retardou substancialmente o tempo de colapso, porém essa influência é mais notável em pilares curtos.

Em Correia e Rodrigues (2009), foram realizadas análises experimentais com o objetivo de avaliar o efeito da restrição à dilatação, do nível do carregamento, da excentricidade do carregamento e da esbeltez no comportamento estrutural de pilares de aço em situação de incêndio.

Durante os ensaios, os pilares foram submetidos a uma força constante aplicada na parte superior, de forma centrada ou excêntrica em somente uma ou nas duas direções. Os níveis de carregamento ensaiados foram 30% e 70% da carga crítica de instabilidade à temperatura ambiente. Dois tipos de perfis foram utilizados nos ensaios: HEA160 e HEA200, da classe S355.

Verificou-se que o valor do carregamento inicial a que o pilar está sujeito tem grande influência nas forças de restrição geradas durante o incêndio. Com valores baixos de carregamento, são gerados maiores esforços axiais e, assim, maior é a resistência a elevadas temperaturas do pilar. Para a situação de carregamento excêntrico nas duas direções, a temperatura crítica e, conseqüentemente, a resistência ao fogo dos pilares foi maior do que

para a situação de carregamento centrado, pois o carregamento inicial aplicado aos pilares com excentricidade foi menor. As forças de restrição geradas também foram influenciadas pela rigidez da estrutura envolvente. Quanto maior a rigidez, maiores as forças de restrição.

Correia (2011) estudou pilares de aço e mistos de aço e concreto em edifícios em situação de incêndio considerando a influência de diversos parâmetros como rigidez da estrutura circundante, nível de carregamento, esbeltez do pilar e contato com paredes de alvenaria.

Um programa experimental foi realizado na Universidade de Coimbra utilizando pilares de aço de seção “H” envolvidos por paredes de alvenaria, pilares de aço isolados e pilares mistos de aço e concreto parcialmente preenchidos com dilatação térmica restringida. Os resultados dos ensaios experimentais foram comparados aos estudos numéricos realizados com os programas de computador de elementos finitos Super Tempcalc e ABAQUS, reproduzindo as condições usadas nos ensaios experimentais.

A temperatura crítica foi definida nos ensaios como o tempo em que as forças de restrição, após aumentarem e atingirem um pico, diminuiriam atingindo de novo o valor da carga inicial aplicada.

Verificou-se que o valor da máxima força de restrição é bastante influenciado pela rigidez da estrutura envolvente pois maiores valores de rigidezes levaram a maiores valores de forças de restrição. O nível de carregamento também influencia no valor máximo da força de restrição sendo que para maiores níveis foram obtidos menores valores das forças de restrição. A temperatura crítica dos pilares também foi menor com maiores níveis de carregamento. Quando o nível de carregamento aumentou de 30% para 70% a temperatura crítica reduziu por volta de 100 °C. Observou-se que quanto maior a excentricidade do carregamento, maior foi o valor obtido da temperatura crítica e da resistência em elevadas temperaturas do pilar.

A comparação da resistência a altas temperaturas de pilares de aço em edificações, entre a abordagem numérica e as formulações do EN 1993-1-2:2005, levou a resultados muito similares, embora o critério de colapso seja diferente.

3 MODELO EXPERIMENTAL DE REFERÊNCIA

Para a validação do modelo numérico elaborado no presente trabalho foram utilizados os dados experimentais obtidos por Correia (2011) em ensaios de pilares de aço com restrição axial e rotacional em situação de incêndio, com forças centradas.

O programa experimental foi realizado no Laboratório de Ensaio de Materiais e Estruturas (LEME) da Universidade de Coimbra (UC), com o objetivo de verificar a real influência da estrutura em que o pilar está inserido no comportamento de pilares em situação de incêndio com restrição axial e rotacional.

A seguir serão analisadas as principais características destes ensaios para que haja um melhor entendimento das considerações feitas nos modelos numéricos elaborados, cujas características serão discutidas detalhadamente no capítulo quatro.

3.1 CORPOS DE PROVA E PLANO DE ENSAIO

Um total de 14 ensaios de resistência ao fogo foram realizados em elementos de aço comprimidos com 3 metros de comprimento, perfis HEA160 e HEA200 e aço S355. A Tabela 3.1 mostra as dimensões geométricas desses perfis.

Tabela 3.1– Características das seções transversais

Seção	Dimensões				
	d mm	bf mm	tw mm	tf mm	r mm
HEA160	152	160	6	9	15
HEA200	190	200	6,5	10	18

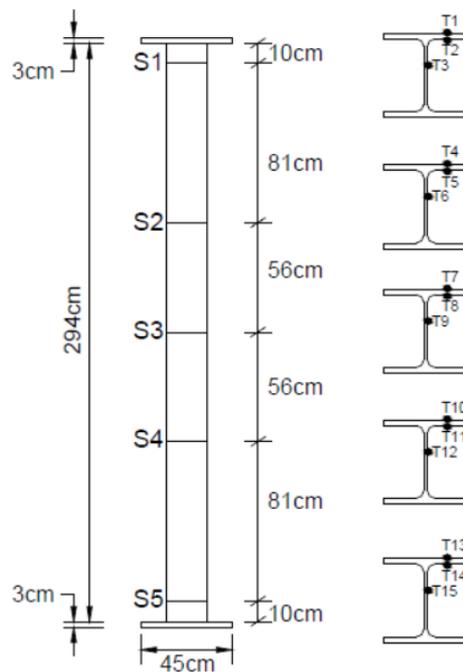
Fonte: Disponível em: <<http://www.ipisteel.eu>>. Acesso em: 06 abr. 2016. Modificada pela autora.

Foram executados 12 ensaios em pilares com força centrada e 2 com força excêntrica. No caso de força excêntrica, o pilar foi ligado à estrutura de restrição com chapas de apoio com buracos, de uma forma que o pilar tivesse uma excentricidade de 20 cm, primeiro em relação a um eixo, e depois em relação aos dois eixos.

A condição de apoio foi composta por chapas de apoio quadradas com 450x450mm e 30 mm de espessura, com 4 furos para parafusos M24, para criar uma ligação semirrígida. O comprimento do pilar é de 3 m, incluindo as chapas de apoio.

Para a medição da temperatura, todos os pilares possuíam três termopares por seção e cinco seções ao longo do comprimento. A Figura 3.1 mostra as dimensões geométricas dos pilares usados nos ensaios, com a definição dos cinco pontos onde a temperatura foi medida.

Figura 3.1 – Pilar ensaiado com posição dos termopares



Fonte: Correia (2011)

A Tabela 3.2 mostra o plano de ensaios realizado. Os pilares foram submetidos à compressão constante para simular a força de serviço de um pilar inserido em uma estrutura real. A força de compressão em situação de incêndio foi 30% e 70% da resistência à compressão de projeto à temperatura ambiente calculada de acordo com o EN1993-1-1:2005.

Tabela 3.2 – Plano de ensaios

Referência	Restrição axial α_A	Restrição rotacional β_R	λ	Força (kN) (% de $N_{Rd,20}$)	Rigidez (kN/mm) $K_{A,S}$	Excentricidade
HEA200-K13-L70	0.035	1.290	50.6	999.8 (70%)	13	Centrado
HEA200-K13-L70-E2	0.035	1.290	50.6	224 (70%)	13	Dois eixos
HEA200-K13-L70-E1	0.035	1.290	50.6	570 (70%)	13	Um eixo
HEA160-K13-L70	0.048	2.801	63.3	621 (70%)	13	Centrado
HEA200-K13-L30	0.035	1.290	50.6	428 (30%)	13	Centrado
HEA160-K13-L30	0.048	2.801	63.3	266 (30%)	13	Centrado
HEA160-K45-L70	0.166	3.262	63.3	621 (70%)	45	Centrado
HEA160-K45-L30	0.166	3.262	63.3	266 (30%)	45	Centrado
HEA200-K45-L70	0.119	1.503	50.6	999.8 (70%)	45	Centrado
HEA200-K45-L30	0.119	1.503	50.6	266 (30%)	45	Centrado
HEA200-K128-L30	0.341	2.097	50.6	428 (30%)	128	Centrado
HEA160-K128-L30	0.473	4.551	63.3	266 (30%)	128	Centrado
HEA200-K128-L70	0.341	2.097	50.6	999.8 (70%)	128	Centrado
HEA160-K128-L70	0.473	4.551	63.3	621 (70%)	128	Centrado

Fonte: Correia (2011)

As referências dos modelos utilizados indicam o perfil da seção transversal, a rigidez da estrutura envolvente e o nível do carregamento. Por exemplo, a referência HEA200-K13-L70 indica que o perfil é HEA200, ensaiado com rigidez axial da estrutura envolvente igual a 13 kN/mm e nível de carregamento igual a 70% da força normal resistente de cálculo à temperatura ambiente. As referências E1 e E2 apresentadas se referem, respectivamente, à utilização de força excêntrica em relação a somente um eixo e em relação à dois eixos ortogonais.

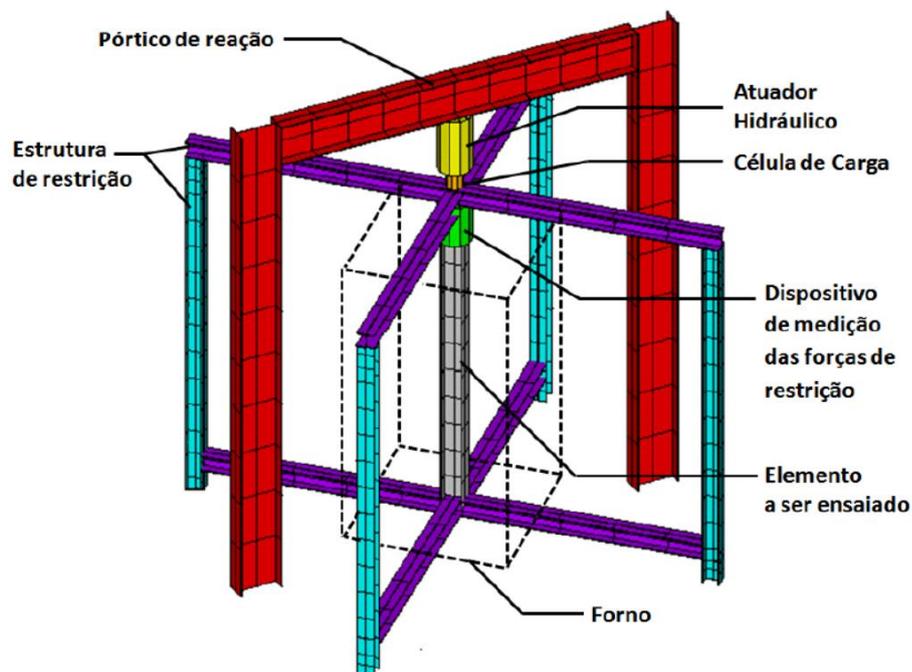
A esbeltez do pilar foi calculada considerando o comprimento do pilar ensaiado, incluindo o dispositivo em seu topo, usado para medir as forças de restrição, ou seja, 3,6 m, e comprimento de flambagem igual a 0,7 L.

Os níveis de restrição axial (α_A) e rotacional (β_R) foram definidos segundo as equações 2.1 e 2.2 apresentadas no item 2.1.

3.2 MODELO DE ENSAIO

O modelo de ensaio foi composto principalmente por: estrutura de restrição tridimensional; pórtico de reação com atuador hidráulico; célula de carga para controle de aplicação da força; forno e sistema de controle do forno; e dispositivo de medição das forças de restrição. A Figura 3.2 mostra o modelo geral do ensaio experimental.

Figura 3.2 – Modelo geral do ensaio experimental.



Fonte: Almeida (2012)

Os pilares de aço foram colocados no centro da estrutura de restrição, ligadas por uma chapa de aço de 30 mm de espessura e quatro parafusos M24, classe 8.8.

Além dos elementos citados, o pórtico de reação foi equipado com um sistema de segurança para prevenir a destruição do modelo de ensaio quando ocorresse o colapso do pilar ensaiado. Este sistema foi composto por quatro perfis tubulares retangulares, dois acima da viga do pórtico de reação, e os dois outros embaixo das vigas da estrutura de restrição. Quatro barras de aço, com 36 mm de diâmetro mantiveram os dois perfis tubulares na posição, com uma separação de 35 mm das vigas do pórtico de reação, prevenindo deslocamentos maiores embaixo do topo do pilar. A Figura 3.3 mostra o sistema real utilizado.

Figura 3.3 – Estrutura do ensaio experimental.

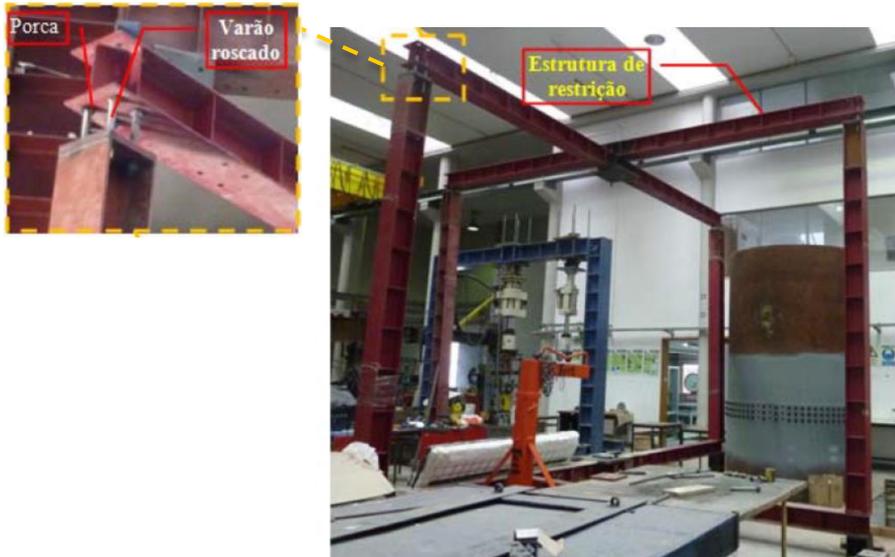


Fonte: Correia (2011)

3.2.1 Restrição axial e rotacional

A estrutura de restrição tridimensional tinha a função de simular a rigidez da estrutura ao redor do pilar em situação de incêndio e era composta por quatro pilares, duas vigas inferiores e duas vigas superiores que são dispostas em direções ortogonais, como mostra a Figura 3.4. Os pilares e vigas da estrutura de restrição foram formados por perfis HEB300, aço S355. O uso de uma estrutura de restrição tridimensional permitiu levar em conta não somente a restrição axial, mas também a restrição rotacional como observado em uma estrutura real.

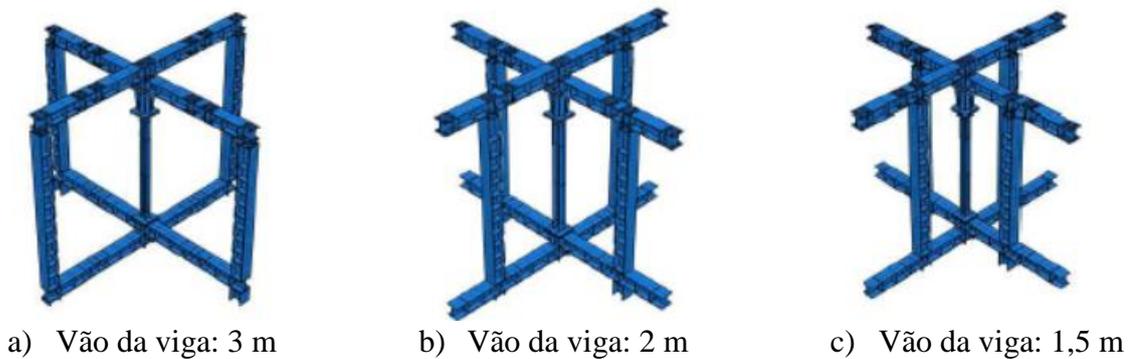
Figura 3.4 – Estrutura de restrição



Fonte: Almeida (2012)

As vigas da estrutura de restrição possuíam furos em diferentes distâncias em relação ao centro da estrutura, de forma a gerar diferentes valores de rigidez axial e rotacional no pilar ensaiado (Figura 3.5).

Figura 3.5 – Modelo da estrutura de restrição para diferentes valores de rigidez



Fonte: Correia (2011)

Assim, foram ensaiados três valores de rigidez axial: 13, 45 e 128 kN/mm, apresentados na Tabela 3.3. Os valores de restrição axial foram determinados experimentalmente, aplicando uma força vertical no centro da estrutura de restrição e medindo os deslocamentos verticais. Os valores de restrição rotacional foram obtidos numericamente utilizando o programa ABAQUS.

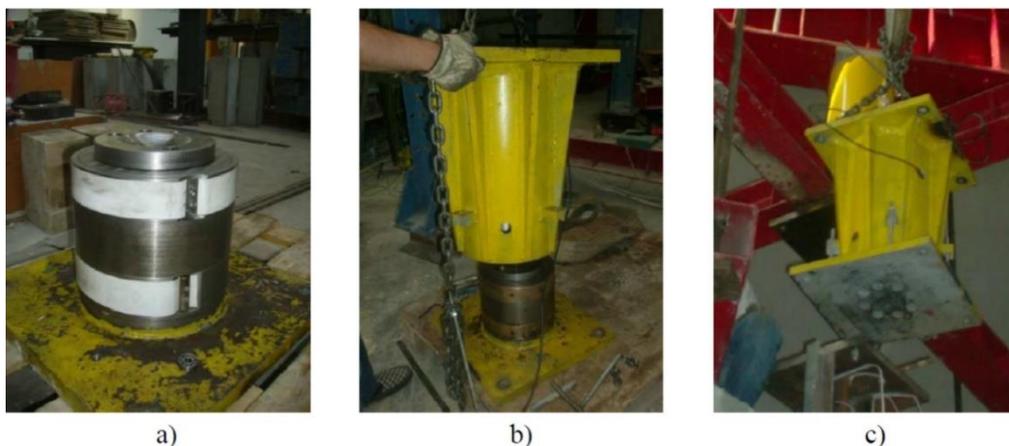
Tabela 3.3 – Valores de rigidez axial e rotacional utilizados no ensaio

Vão das vigas (m)	$K_{A,S}$ (kN/m)	$K_{R,S}$ (kNm/rad)
3	13100	4827.5
2	45000	5622
1.5	128350	7844

Fonte: Correia (2011)

Entre o pilar ensaiado e a viga superior da estrutura de restrição foi colocado um dispositivo especial para medir as forças de restrição geradas durante o ensaio, como mostrado na Figura 3.6. Esse dispositivo era formado por um tubo de aço de alta resistência, o qual foi rigidamente conectado às vigas superiores da estrutura de restrição, e por um cilindro maciço de aço, o qual foi conectado à extremidade superior dos elementos a serem ensaiados, posicionado dentro do tubo. A superfície lateral do cilindro maciço foi revestida com Teflon (PTFE), a fim de reduzir o atrito entre as superfícies laterais do tubo e do cilindro maciço. Dentro do tubo foi posicionada uma célula de carga capaz de medir forças de até 3000 kN, para medir as forças de restrição. Durante o ensaio, a célula de carga é submetida à compressão devido à dilatação térmica dos elementos e, dessa forma, são registradas as forças de restrição.

Figura 3.6 – Dispositivo para medir forças de restrição: (a) cilindro revestido com Teflon, (b) tubo de aço e (c) Posicionamento do dispositivo no centro da estrutura de restrição.



Fonte: Correia (2011)

3.2.2 Aplicação da força

Foi aplicada uma força vertical constante de compressão no pilar ensaiado, com o objetivo de simular a força de serviço atuando em um pilar inserido em uma estrutura real. Essa força foi aplicada mais especificamente no nó de ligação das vigas superiores da estrutura de restrição, por meio de atuador hidráulico que foi fixado a um pórtico de reação bidimensional, externo à estrutura de restrição. Esse pórtico, apresentado na Figura 3.7, foi composto por dois pilares de 6,5 m de comprimento com seção HEB500 (aço S355) e uma viga de 4,5 m de comprimento com seção HEB600 (aço S355).

Para que a força aplicada não fosse parcialmente distribuída aos pilares periféricos, as ligações entre as vigas superiores e os pilares da estrutura de restrição foram realizadas com barras rosqueadas, cujas porcas foram desparafusadas antes da aplicação da carga. Assim, as vigas superiores encontravam-se totalmente livres para se deslocar na vertical, permitindo total transferência da força para os pilares ensaiados. Uma vez que a força desejada fosse alcançada, as porcas eram parafusadas de forma a fornecer restrição durante o ensaio.

Figura 3.7 – Pórtico de reação



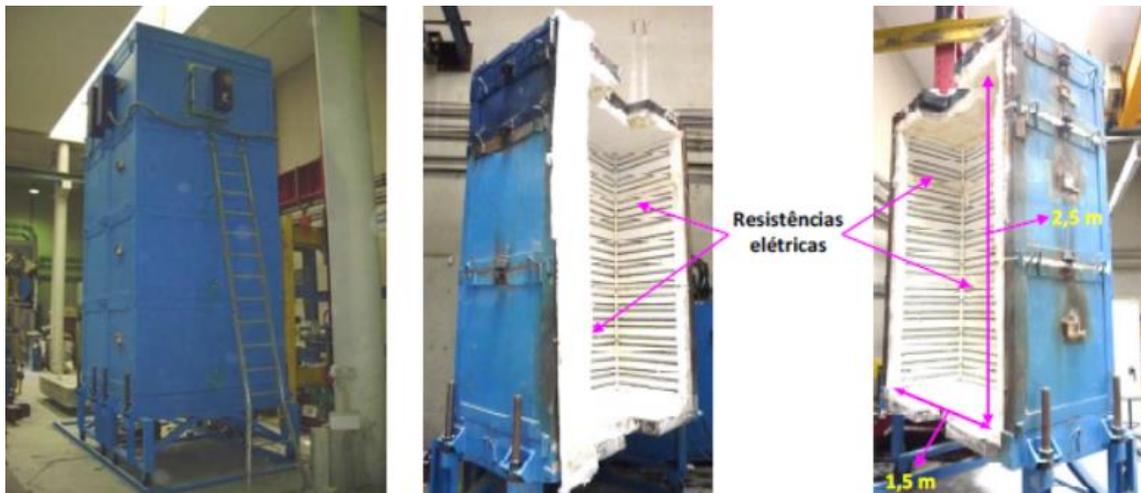
Fonte: Almeida (2012)

3.2.3 Ação térmica

Após a aplicação da força e ajustado o sistema de restrição, iniciou-se o aquecimento do elemento por meio de um forno modular composto por dois módulos de 1 m de altura e outro com 0,5 m. Os módulos foram superpostos um ao outro formando uma câmara de 1,5 m x 1,5 m x 2,5 m em volta dos elementos a serem ensaiados. O forno aquece os elementos por meio do calor gerado pelas resistências elétricas distribuídas nas quatro paredes do mesmo, conforme Figura 3.8. Cada módulo possui uma fonte de alimentação individual, de forma que o calor gerado por cada seguimento do forno pode ser controlado separadamente.

Os ensaios terminavam quando a força de restrição tornava a alcançar o valor da força inicialmente aplicada aos elementos. A curva de aquecimento do forno buscou seguir a curva de incêndio-padrão ISO 834-1:1999. De forma a reduzir a inércia térmica inicial, foi realizado um pré-aquecimento antes do início de cada ensaio. Assim, ao invés de 20 °C, o ensaio é iniciado quando a temperatura do forno está próxima de 150 °C, de forma a gerar uma curva de aquecimento mais próxima da curva de incêndio ISO 834.

Figura 3.8 - Partes componentes do forno



Fonte: Correia (2011) e Almeida (2012)

4 ANÁLISE NUMÉRICA

Este capítulo se inicia descrevendo o modelo numérico que foi desenvolvido e usado nesta dissertação. A validação do modelo proposto será feita de acordo com os resultados do estudo experimental realizado por Correia (2011), para pilares de seção transversal HEA160 com 2940 mm de comprimento e chapas de apoio com 30 mm de espessura

A análise numérica realizada nesta Dissertação utilizou rotinas de programação denominadas APDL (ANSYS Parametric Development Language) de um sistema computacional comercial de elementos finitos, o pacote computacional ANSYS 17.0.

Foram elaborados modelos tridimensionais, cuja análise foi executada em quatro etapas. O primeiro passo consiste de uma análise térmica transiente para determinação da ação térmica e do campo térmico nos modelos. O segundo passo se refere à análise estrutural dos modos de instabilidade, realizada por uma análise de autovalor, com o objetivo de estabelecer o modo de falha para uma determinada força crítica elástica. O terceiro passo trata de análise estrutural estática, à temperatura ambiente, considerando o comportamento não linear do material e geométrico. O quarto e último passo é direcionado à análise termoestrutural com restrição axial e rotacional, onde é realizada uma análise estrutural considerando a variação de temperatura por meio do acoplamento dos resultados obtidos na análise térmica.

4.1 ANÁLISE TÉRMICA

A base da análise térmica no ANSYS é a equação de equilíbrio térmico obtida a partir do princípio da conservação da energia. A solução por elementos finitos calcula as temperaturas nodais, e em seguida, as utiliza para obter outras grandezas térmicas.

Segundo o *Thermal analysis guide*, o ANSYS realiza dois tipos de análise térmicas:

Análise estacionária: a distribuição de temperatura e outras grandezas térmicas são determinadas sob condição de cargas estacionárias, ou seja, a variação das grandezas térmicas dentro de um período de tempo pode ser ignorada. Essa análise ainda pode ser do tipo linear,

com propriedades dos materiais constantes, ou do tipo não linear com propriedades dos materiais dependentes da temperatura.

Análise transiente: determina a distribuição de temperatura e outras grandezas térmicas que variam ao longo do tempo. Segue basicamente os mesmos procedimentos de uma análise térmica estacionária.

O programa considera os três modos primários de transferência de calor: condução, convecção e radiação. Para a resolução do problema térmico de condução devem ser fornecidas duas propriedades físicas: condutividade térmica e densidade. A transferência de calor por convecção é especificada como um carregamento de superfície sob um elemento finito do tipo sólido ou casca. Deve-se fornecer o coeficiente de transferência de calor por convecção (α_c) e a temperatura do fluido incidente na superfície do elemento, para que então seja calculada a transferência de calor adequada através da superfície.

O problema da transferência por radiação pode ser resolvido no ANSYS de quatro formas distintas: pelo uso do elemento linear de radiação (LINK31), pelo uso do elemento de superfície de contato com a opção radiação, pela geração de uma matriz de radiação ou pelo uso do método de solução de irradiação. No presente trabalho optou-se pelo uso do elemento de superfície de contato com a opção radiação. Nesse método utilizam-se elementos de efeito de superfície modelados sobre os elementos sólidos para introduzir o efeito da radiação entre uma superfície e um ponto.

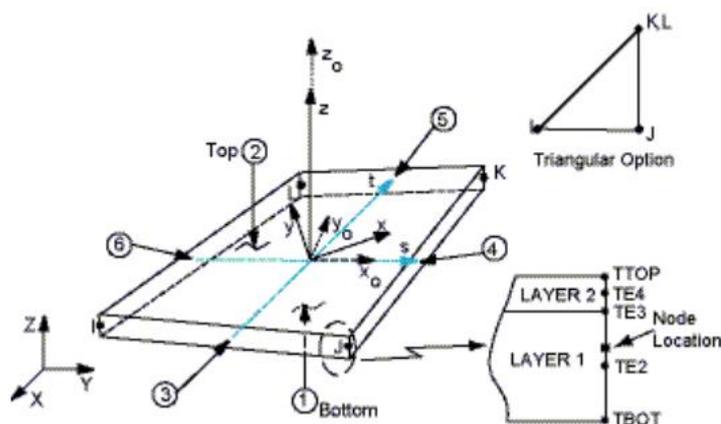
4.1.1 Elementos Finitos utilizados no modelo numérico elaborado

A análise térmica adotada será baseada no procedimento utilizado em Regobello (2007), Kimura (2009) e Dorr (2010). Assim, devido aos bons resultados obtidos em Dorr (2010), a análise térmica será desenvolvida utilizando o elemento finito térmico tridimensional do tipo casca *SHELL 131*, que permite a decomposição em camadas e informa o campo de temperaturas através do seu plano e da seção transversal.

Esse elemento é definido por quatro nós, cada um com até 32 graus de liberdade de temperatura diferenciando-se entre si pela posição relativa na espessura. É aplicável em

análises térmicas tridimensionais estáticas ou transientes. A geometria, localização dos nós e sistema de coordenadas são mostrados na Figura 4.1.

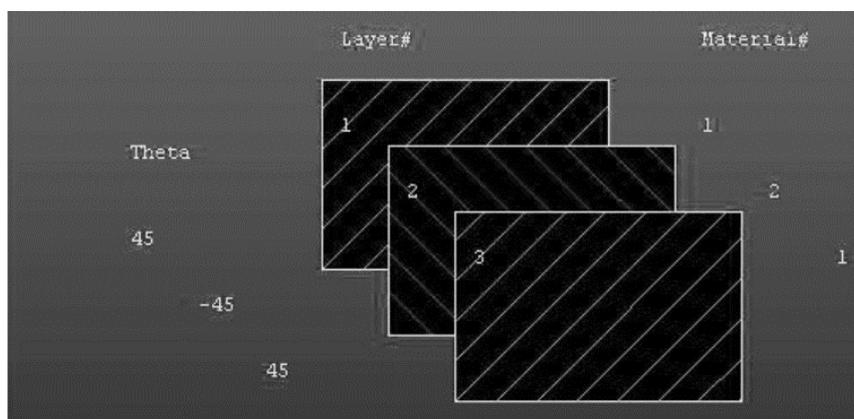
Figura 4.1 – Elemento Finito do tipo casca – SHELL 131



Fonte: ANSYS

O elemento permite ser decomposto em camadas (layers), admitindo espessura, propriedades do material e ângulo de disposição do material diferentes para cada uma das camadas definidas, como mostrado na Figura 4.2.

Figura 4.2 – Decomposição das camadas com detalhamento do material e orientação definidos



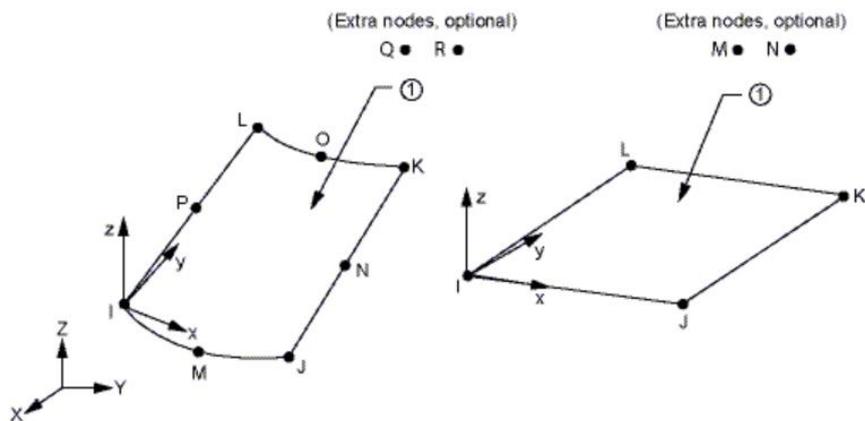
Fonte: ANSYS

As camadas (ou layers) podem ser utilizadas para representar mudanças físicas das propriedades do material ao longo da espessura, ou a análise dos efeitos transientes com maior detalhamento. Ao longo de cada camada, pode-se considerar a variação da temperatura de forma linear ou quadrática. A variação quadrática é geralmente utilizada para análises transientes ou com materiais fortemente dependentes da variação de temperatura, enquanto que a variação linear é utilizada para análises estáticas com materiais que não dependem da variação da temperatura ou são fracamente dependentes. O número máximo de camadas do elemento é igual a 15 quando considerada variação quadrática, ou igual a 31 quando a variação for considerada linear. Se o material for homogêneo e a análise térmica não for transiente apenas uma camada se faz necessária com variação linear de temperatura. De forma semelhante à estratégia numérica realizada em Dorr (2010), no presente trabalho serão utilizadas duas camadas.

O campo de temperaturas gerado pode ser transferido para um elemento de casca do tipo estrutural na intenção de modelar o comportamento termoestrutural. Se o modelo construído com esse elemento térmico for posteriormente analisado quanto ao seu comportamento estrutural com base na resposta ao campo térmico do material, ele poderá ser substituído por um equivalente estrutural, como o *SHELL 181*.

Para a aplicação dos efeitos térmicos de convecção e radiação foi utilizado o elemento finito *SURF 152*, que pode ser utilizado para aplicação de diversos carregamentos e efeitos de superfície. É definido por quatro a dez nós e pelas propriedades do material, como fator de emissividade, constante Stefan-Boltzmann e coeficiente de convecção. Seu único grau de liberdade é a temperatura. A geometria, localização dos nós e sistema de coordenadas são mostrados na Figura 4.3.

Figura 4.3 – Elemento finito *SURF 152*



Fonte: ANSYS

Na aplicação do efeito de convecção ou radiação pode ser considerado um nó extra, fora da geometria do elemento, para prescrever a temperatura “ambiente”; no caso de incêndio, a temperatura dos gases. No caso da radiação, deve-se fornecer o valor de emissividade da superfície (inserido como propriedade do material atribuído ao elemento), o fator de forma e a constante de Stefan-Boltzmann para a montagem da matriz de condutividade da superfície de radiação. O efeito de convecção deve ser inserido como um carregamento de superfície no elemento, especificando o coeficiente de convecção para o cálculo da matriz de condutividade da superfície de convecção.

O elemento *SURF 152* permite apenas um tipo de ação térmica, assim, para considerar as duas ações, utilizam-se dois elementos sobrepostos, sendo que um receberá o carregamento de ação térmica por radiação e o outro o carregamento de ação térmica por convecção.

4.1.2 Características do modelo numérico elaborado

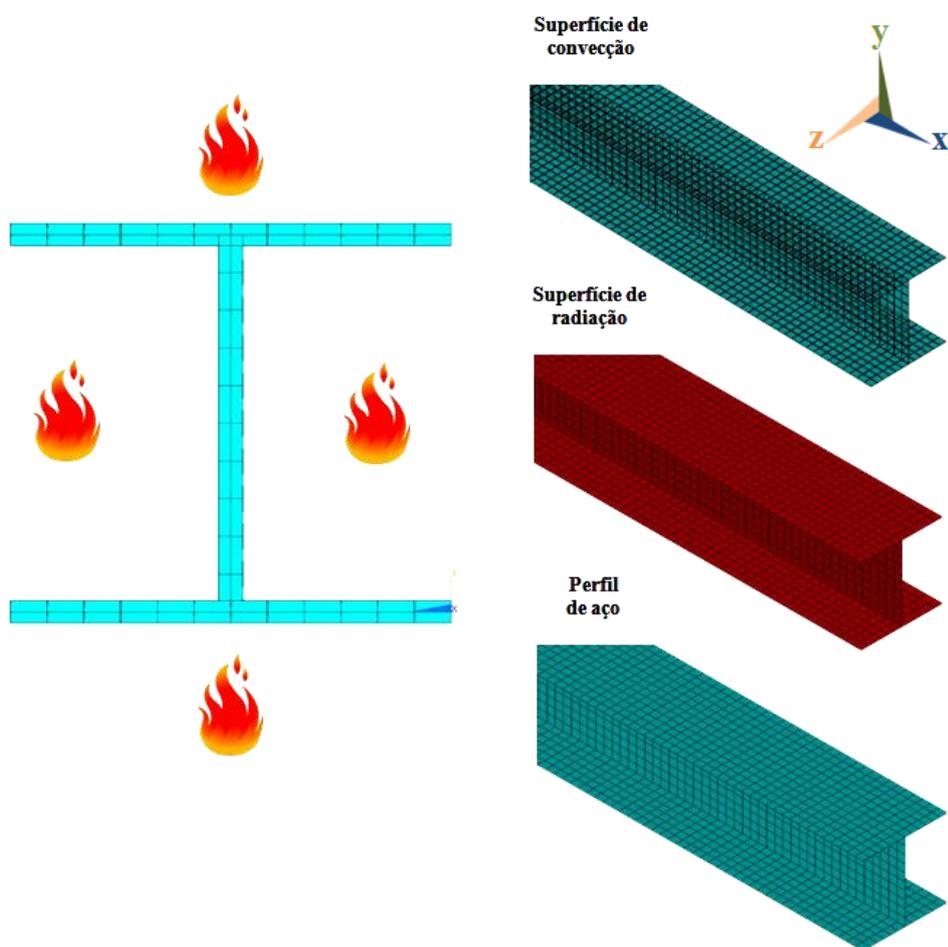
O modelo térmico foi construído com o elemento *SHELL 131*, com duas camadas como mostrado na Figura 4.4. A aplicação da ação térmica foi realizada com a utilização do elemento finito *SURF 152* com a opção de nó extra para representar a temperatura ambiente, considerando um nó para cada mesa e outro nó para cada lado da alma, todos próximos ao elemento. Foi necessário a utilização de quatro elementos de superfície em cada chapa do perfil, dois para convecção (TTOP e TBOT) e dois para a radiação (TTOP e TBOT).

O cálculo da matriz de condutividade da superfície de radiação utiliza o valor da emissividade, inserido como propriedade do material atribuído ao elemento, a constante Stefan-Boltzmann e o fator de forma, inseridos como constantes reais. Assim como Dorr (2010), considerou-se o fator de forma igual a 1, mantendo a opção chave (keyopt) número 9 do elemento com seu valor igual a 1. O cálculo da matriz de condutividade da superfície de convecção utiliza o coeficiente de convecção, que é inserido sobre o elemento.

As propriedades do material inerentes ao modelo térmico, condutividade térmica, calor específico e coeficiente de dilatação térmica, foram definidas com base no EN 1993-1-2:2005, como utilizado por Correia (2011). A constante de troca de calor por convecção da superfície exposta à ação térmica foi considerada igual a 25 W/m² °C. Em relação às variáveis que

definem a troca de calor por radiação, foram definidas a constante Stefan-Boltzmann igual a $5,67 \times 10^{-8} \text{ W/m}^2 \text{ K}^4$ e a emissividade do perfil com valor de $\varepsilon = 0,8$. A massa específica do aço pode ser considerada independente da variação da temperatura, e será admitida com valor igual a 7850 kg/m^3 .

Figura 4.4 – Malha de elementos finitos do perfil e das superfícies de troca de calor

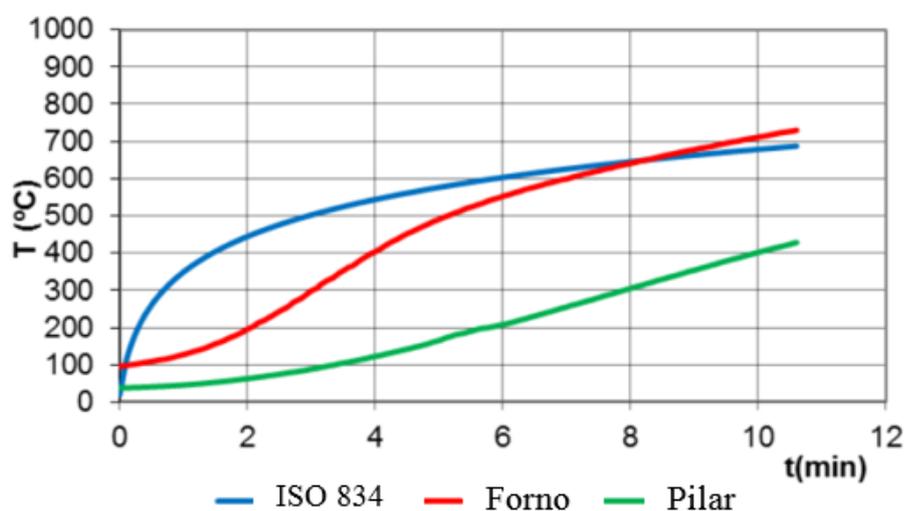


Fonte: Autora

As propriedades térmicas utilizadas seguiram as mesmas considerações feitas por Correia (2011) apenas para realizar a validação do modelo. Entretanto, o estudo paramétrico que será realizado no capítulo 5 utilizará as propriedades estabelecidas pela ABNT NBR 14323:2013, logo o valor de emissividade será substituído por 0,7 e a elevação da temperatura dos gases seguirá a curva ISO 834.

A elevação da temperatura na região aquecida tem como base a curva de evolução da temperatura do forno obtida por Correia (2011) para o pilar HEA160-K13-L70, apresentado na Figura 4.5. De forma a reduzir a inércia térmica inicial do forno, foi realizado um pré-aquecimento antes do início do ensaio. Então, a temperatura do forno iniciou em alguns casos em até 150 °C. Nos primeiros instantes do ensaio, a temperatura do forno está abaixo da temperatura definida pela curva ISO 834, alcançando-a aproximadamente após 8 minutos do início do ensaio.

Figura 4.5 – Distribuição da temperatura no pilar ensaiado HEA160-K13-L70

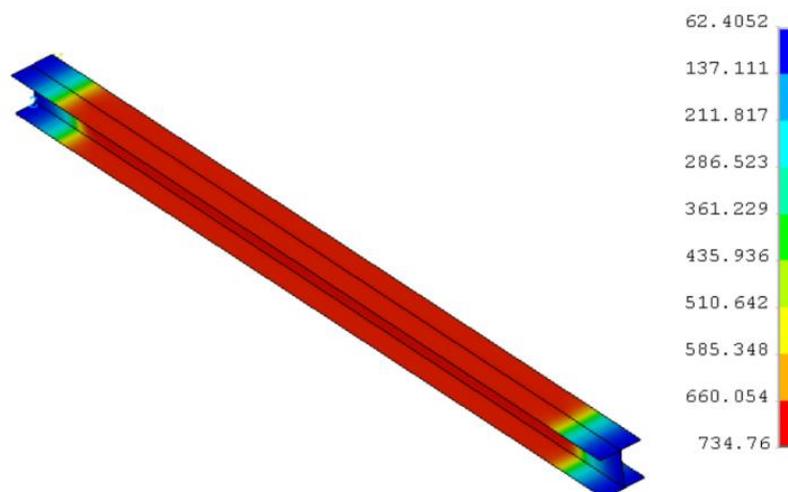


Fonte: Correia (2011)

A curva apresentada na Figura 4.5 é o único registro da evolução da temperatura dos gases dentro do forno registrada em Correia (2011). Por falta de outros dados, todos os modelos validados serão analisados com essa mesma curva.

Conforme descrito no item 3.2.3, o forno é composto por dois módulos de 1 metro e um módulo de 0,5 metros. Dessa forma, mesmo o pilar apresentando 2,94 metros, a ação térmica foi aplicada em apenas 2,5 metros de seu comprimento total. A Figura 4.6 mostra a variação de temperatura no pilar elaborado nesta pesquisa.

Figura 4.6 – Variação de temperatura no modelo numérico proposto



Fonte: Autora

4.2 ANÁLISE ESTRUTURAL

O *ANSYS* dispõe de duas técnicas para realizar a análise de instabilidade prevendo a força e o modo de instabilidade de uma estrutura: análise não linear de estabilidade e análise de autovalor (ou linear).

Análise de autovalor: determina o carregamento crítico de uma estrutura, considerando a fase elástico-linear. Esse método corresponde à análise de estabilidade elástica e as propriedades do material são definidas de forma linear, ignorando as propriedades não lineares.

Análise não linear: é usualmente a abordagem mais exata e, portanto, é recomendada para o projeto ou avaliação de estruturas reais. Essa técnica emprega uma análise estática não linear com aumento gradual das ações para buscar o nível de força para a qual a estrutura torna-se instável. Nessa técnica, o modelo pode considerar imperfeições iniciais, comportamento plástico e grandes deslocamentos. Além disso, usando o deslocamento incremental com ação estática, é possível acompanhar o comportamento pós-crítico da estrutura.

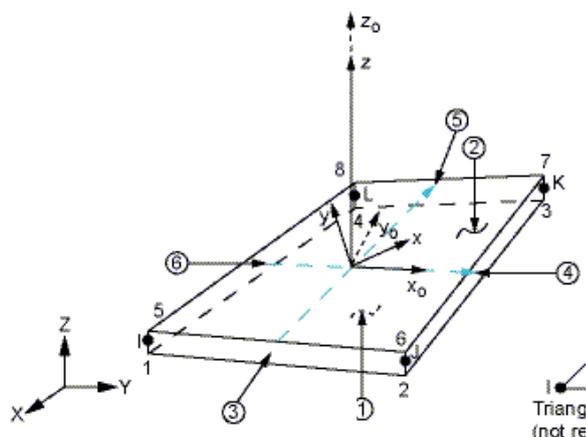
Neste trabalho foi inicialmente realizada análise de autovalor com o objetivo de estabelecer os modos de flambagem correspondentes aos modos de imperfeição geométrica para, posteriormente, na análise não linear, introduzir na barra retilínea a amplitude de interesse.

Em seguida foi realizada análise estrutural estática, à temperatura ambiente, considerando o comportamento não linear do material e geométrico, aplicando a força considerada. E após a aplicação total da força, iniciou-se o aquecimento do modelo, por meio do acoplamento dos resultados obtidos na análise térmica, considerando as restrições axial e rotacional.

4.2.1 Elementos Finitos utilizados no modelo numérico elaborado

O elemento finito utilizado na análise estrutural deve ser compatível com o elemento térmico. Portanto, utilizou-se o elemento finito *SHELL 181*, composto por quatro nós com seis graus de liberdade em cada nó: translação e rotação nos eixos x , y e z . Na Figura 4.7 são mostrados a geometria, a localização dos nós e o sistema de coordenadas para esse elemento.

Figura 4.7 – Elemento finito *SHELL 181*



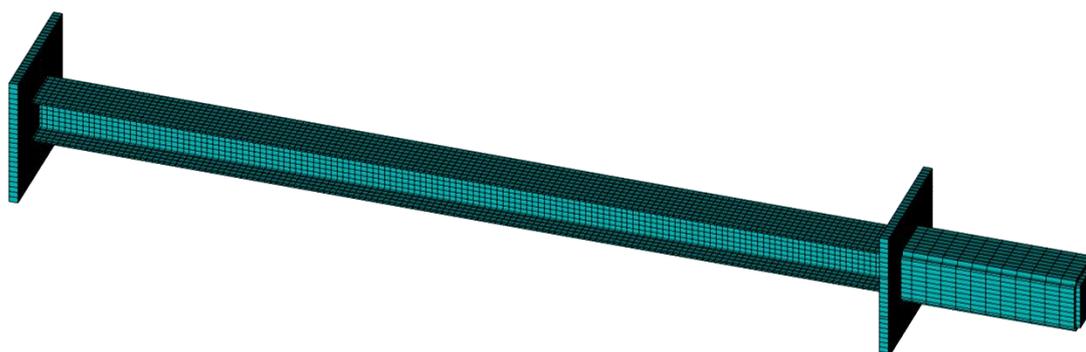
Fonte: ANSYS

Assim como o elemento *SHELL 131*, o elemento *SHELL 181* também pode ser dividido em camadas, especificando a espessura, o material, a orientação e o número de pontos de integração de cada camada. Pode ser associado a materiais elástico-lineares, elastoplásticos, viscoelásticos e hiperelásticos. Para a elasticidade, somente propriedades isotrópicas, anisotrópicas e ortotrópicas lineares podem ser inseridas. Os resultados provenientes de uma análise térmica são importados na forma de carregamento para uma análise termoestrutural.

4.2.2 Características do modelo numérico elaborado

A construção do modelo de elementos finitos para a análise estrutural seguiu o mesmo procedimento utilizado na análise térmica, de forma a manter todos os nós na mesma posição, a fim de possibilitar o acoplamento entre a análise térmica e a análise estrutural. Assim, o elemento *SHELL 181* também foi composto por duas camadas. Porém, de forma a representar as extremidades do modelo experimental, nessa análise foram adicionadas as placas de extremidade com dimensões de 450 x 450 mm e 30 mm de espessura e o dispositivo de medição de forças de restrição localizado no topo do pilar. Por ausência de informações sobre as dimensões do dispositivo e com a necessidade de modelar um elemento rígido, foi utilizado um perfil caixão quadrado com espessura de 30 mm, conforme apresentado na Figura 4.8.

Figura 4.8 – Modelo numérico proposto



Fonte: Autora.

Na análise estrutural à temperatura ambiente, foram adotadas as seguintes propriedades mecânicas: módulo de elasticidade longitudinal igual a 210 GPa, coeficiente de Poisson igual a 0,3 e resistência ao escoamento conforme valores apresentados por Correia (2011) na Tabela 4.1. De forma a considerar a não linearidade do material, a curva de tensão *versus* deformação foi representada por uma curva multilinear que segue o critério de plastificação de von Mises, para materiais isotrópicos elastoplásticos com encruamento.

Tabela 4.1 – Valores de resistência ao escoamento dos pilares ensaiados

Referência	Número interno de ensaio	f_y (MPa)	Amostra de aço
HEA200-K13-L70	E15	364,78	Amostra 10
HEA200-K13-L70-E2	E16	375,35	Amostra 13
HEA200-K13-L70-E1	E17	412,17	Amostra 11
HEA160-K13-L70	E18	399,37	Amostra 3
HEA200-K13-L30	E19	375,35	Amostra 13
HEA160-K13-L30	E20	399,37	Amostra 3
HEA160-K45-L70	E21	399,37	Amostra 3
HEA160-K45-L30	E22	389,05	Amostra 5
HEA200-K45-L70	E23	360,36	Amostra 8
HEA200-K45-L30	E24	364,78	Amostra 10
HEA200-K128-L30	E25	412,17	Amostra 11
HEA160-K128-L30	E26	395,82	Amostra 2
HEA200-K128-L70	E27	412,17	Amostra 11
HEA160-K128-L70	E28	460,54	Amostra 15

Fonte: Correia (2011)

As imperfeições geométricas iniciais consideradas no modelo foram do tipo global, portanto, não foram introduzidas imperfeições geométricas iniciais do tipo local, pois espera-se que a ação térmica contribuiria para o surgimento de modos locais de falha. A implementação da imperfeição geométrica foi feita de acordo com a estratégia descrita por Almeida (2007) e utilizada por Kimura (2009), que consiste nas seguintes etapas: por meio de uma análise de autovalor sobre uma barra retilínea, estabelecer os modos de flambagem (autovetores) de interesse, com o objetivo de usar um desses modos como imperfeição geométrica, adotando uma amplitude de imperfeição na barra retilínea. Posteriormente, executar a análise não linear geométrica e do material da estrutura, com a barra contendo as imperfeições de interesse geradas. A Figura 4.9 mostra a configuração de um pilar submetido ao primeiro modo de flambagem do tipo global em torno do eixo de menor inércia, obtida por meio da análise de autovalor. Para o presente trabalho foi utilizado apenas o primeiro modo de instabilidade global, com amplitude igual a $L/1000$.

Figura 4.9 – Primeiro modo de flambagem



Fonte: Autora

Durante a análise de autovalor, as condições de apoio foram definidas como uma extremidade engastada e a outra rotulada, pois, no ensaio a ação estrutural é aplicada com as vigas superiores do pórtico de restrição com as ligações desparafusadas dos pilares, ou seja, com deslocamento longitudinal livre. Portanto, os nós da placa da base do pilar foram restringidos ao deslocamento e à rotação nas direções X, Y e Z, e os nós da placa do topo foram restringidos aos deslocamentos transversais, nos eixos Y e Z, e à rotação no eixo X. A ação mecânica foi inserida como força axial e aplicada de forma centrada no topo do pilar.

Nas extremidades do pilar foram criadas regiões rígidas através do comando CERIG, que tem por objetivo unir grupos de nós, definindo uma relação linear entre os graus de liberdade de cada nó. Dessa forma, aplicando a carga em um nó (nó mestre), esta será transferida adequadamente para os outros nós da região rígida. Portanto, as condições de contorno do modelo foram aplicadas apenas nos nós mestres de cada chapa de extremidade.

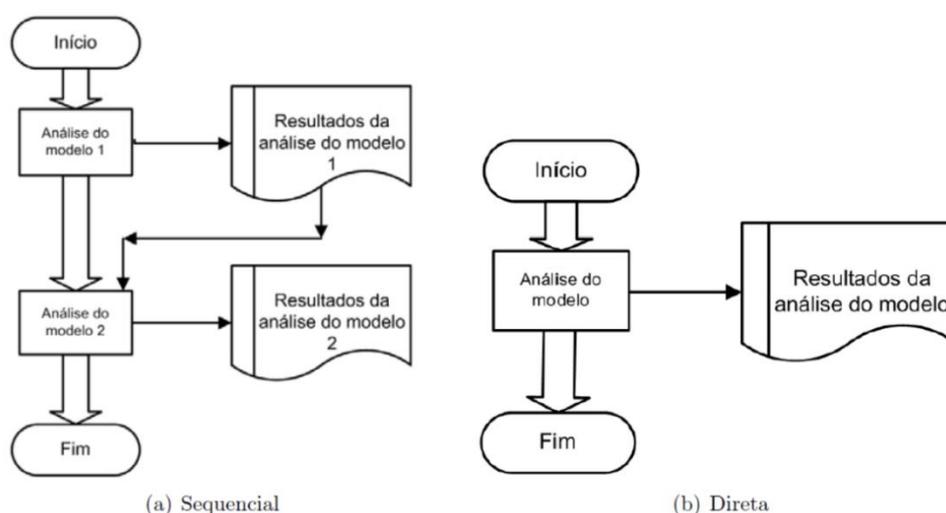
4.3 ANÁLISE TERMOESTRUTURAL COM RESTRIÇÃO AXIAL E ROTACIONAL

No ANSYS, a combinação de análises de diferentes áreas da engenharia é realizada por meio de uma análise acoplada. São apresentados dois métodos diferentes para realizar o acoplamento, conforme a Figura 4.10.

Método sequencial: envolve duas ou mais análises, cada uma realizada separadamente. O acoplamento entre as análises é feito ao introduzir os resultados de uma etapa na etapa posterior como carregamento.

Método direto: envolve somente uma análise levando-se em consideração as variáveis térmicas e estruturais em um único modelo.

Figura 4.10 - Métodos de análise acoplada



Fonte: Kavamura (2005)

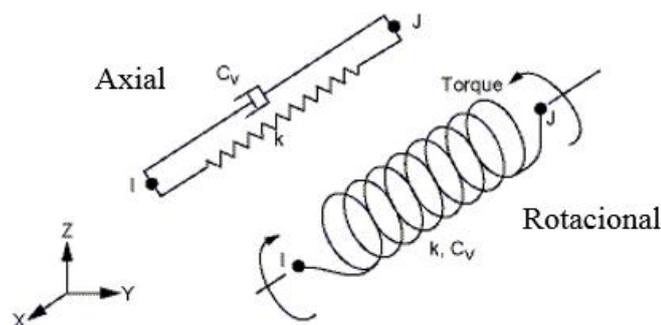
Na análise termomecânica, a temperatura introduz deformações térmicas no modelo estrutural, mas as deformações estruturais geralmente não afetam a distribuição de temperatura e então não há necessidade de interação entre a solução das duas análises. Assim, o método utilizado neste trabalho foi o método sequencial, realizando inicialmente a análise térmica e, posteriormente, acoplando à análise estrutural os resultados obtidos na primeira análise.

4.3.1 Elementos Finitos utilizados no modelo numérico elaborado

As restrições axiais e rotacionais foram modeladas utilizando o elemento finito *COMBIN 14*. Trata-se de um elemento de mola com capacidade longitudinal ou de torção, em aplicações unidimensional, bidimensional ou tridimensional. A opção de mola longitudinal consiste em um elemento de tração-compressão uniaxial com até três graus de liberdade em cada nó: translações nas direções nodais x , y e z . Não são consideradas flexão ou torção. A opção de mola de torção consiste em um elemento puramente rotacional com três graus de liberdade em cada nó: rotações sobre os eixos nodais x , y , e z . Cargas de flexão ou axiais não são consideradas.

O elemento não possui massa e é definido por dois nós, uma constante da mola (k) e coeficientes de amortecimento. A constante longitudinal da mola deve ter unidades de força/comprimento e a constante de torção deve ter unidades de força*comprimento/radiano. A geometria, a posição dos nós e o sistema de coordenadas para esse elemento são mostrados na Figura 4.11.

Figura 4.11 – Elemento finito *COMBIN 14*



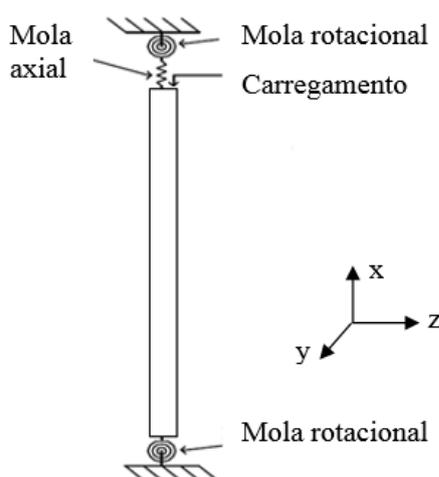
Fonte: ANSYS

Se a mola for bidimensional ou tridimensional, o comprimento da mola deve ser diferente de zero, isto é, os nós I e J não podem ser coincidentes, uma vez que a localização dos nós determina a orientação da mola.

4.3.2 Características do modelo numérico elaborado

Os pilares em situação de incêndio restringidos axial e rotacionalmente elaborados no presente trabalho foram representados numericamente de forma semelhante aos modelos adotados em Ali et al. (1998) e em Velarde (2008), onde as restrições são consideradas por meio de molas com diferentes valores de rigidez, como apresentado na Figura 4.12.

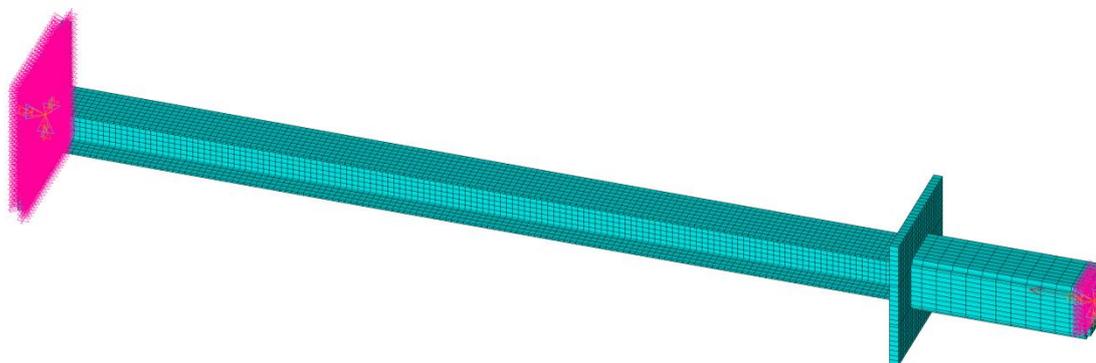
Figura 4.12 – Representação do modelo numérico adotado



Fonte: Ali et al. (1998). Modificada pela autora.

Nesta etapa da análise, as condições de apoio nos nós da placa da base do pilar foram modificadas, pois a restrição à rotação foi considerada por meio da mola rotacional. Assim, os nós permaneceram restringidos ao deslocamento nas direções X, Y e Z, porém a rotação foi restringida somente na direção X, e nas direções Y e Z foram aplicadas molas com a restrição rotacional a ser analisada. O mesmo foi feito no topo do pilar, onde as restrições à rotação nos eixos Y e Z foram substituídas por molas rotacionais com a rigidez a ser estudada. Além disso, no topo do pilar também foi acrescentada uma mola axial na direção x para considerar a restrição axial do pilar. Cada mola foi aplicada no nó mestre da região rígida criada nas extremidades do modelo, com nós coincidentes, como mostra a Figura 4.13.

Figura 4.13– Modelo numérico com aplicação das molas de restrição axial e rotacional



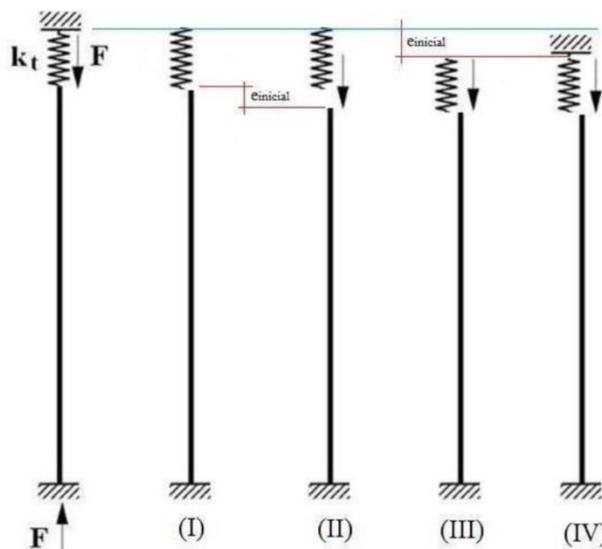
Fonte: Autora

A ação mecânica foi inserida em termos de força axial e mantida constante durante o aquecimento. Para a validação do modelo desenvolvido, a magnitude dessa ação correspondeu à mesma utilizada por Correia (2011), cujos valores correspondem a 30% e 70% da força normal resistente de cálculo à temperatura ambiente.

Após a aplicação da ação mecânica, foi aplicada a ação térmica por meio do acoplamento dos resultados da análise térmica. Para as análises numéricas termoestruturais, os valores da curva de tensão *versus* deformação e do módulo de elasticidade foram ponderados pelos fatores de redução da ABNT NBR 14323:2013.

Verificou-se que, ao aplicar a força de compressão, o pilar restringido sofreu uma deformação axial inicial, fazendo com que a mola de restrição axial fosse solicitada à tração, absorvendo parte da força de forma proporcional ao valor de sua rigidez. Para contornar essa situação foi utilizada a mesma estratégia considerada em Dorr (2010), onde o nó superior da mola com rigidez axial foi restringido ao deslocamento longitudinal, porém, foi dado a ele um deslocamento inicial igual ao sofrido pelo pilar devido à força aplicada. Ou seja, o valor do deslocamento inicial do pilar foi utilizado como “recalque” inicial do nó superior da mola de restrição para que a expansão térmica do pilar solicite a restrição axial à compressão desde o início e não apenas quando o topo do pilar retornar ao ponto inicial (sem deformação devido à força aplicada). A Figura 4.14 apresenta essa situação.

Figura 4.14 – Etapas da consideração da deformação inicial do pilar em relação à posição inicial da restrição axial



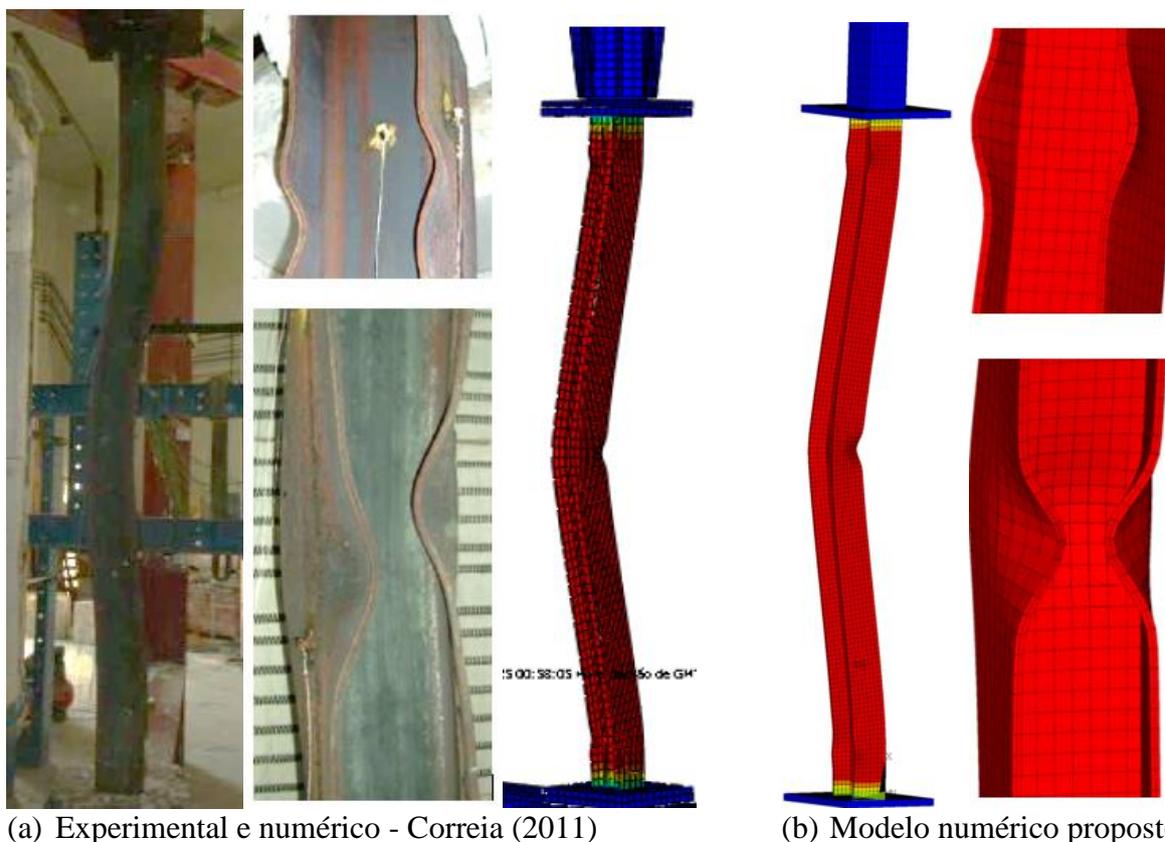
Fonte: Dorr (2010)

4.4 COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS DOS MODELOS EXPERIMENTAL E NUMÉRICO

Para a validação do modelo numérico proposto, foram analisados seis pilares dentre os quatorze ensaiados por Correia (2011), todos com o perfil HEA160 e força centrada.

A Figura 4.15 mostra a deformada do pilar no final da simulação do ensaio obtida no modelo numérico construído no ABAQUS por Correia (2011) e a deformada obtida com o modelo numérico proposto. Observa-se que o comportamento entre os dois modelos foi similar, apresentando instabilidade local nas extremidades e no meio do pilar

Figura 4.15– Deformada do pilar obtidas após ensaio e após modelagem numérica



(a) Experimental e numérico - Correia (2011)

(b) Modelo numérico proposto

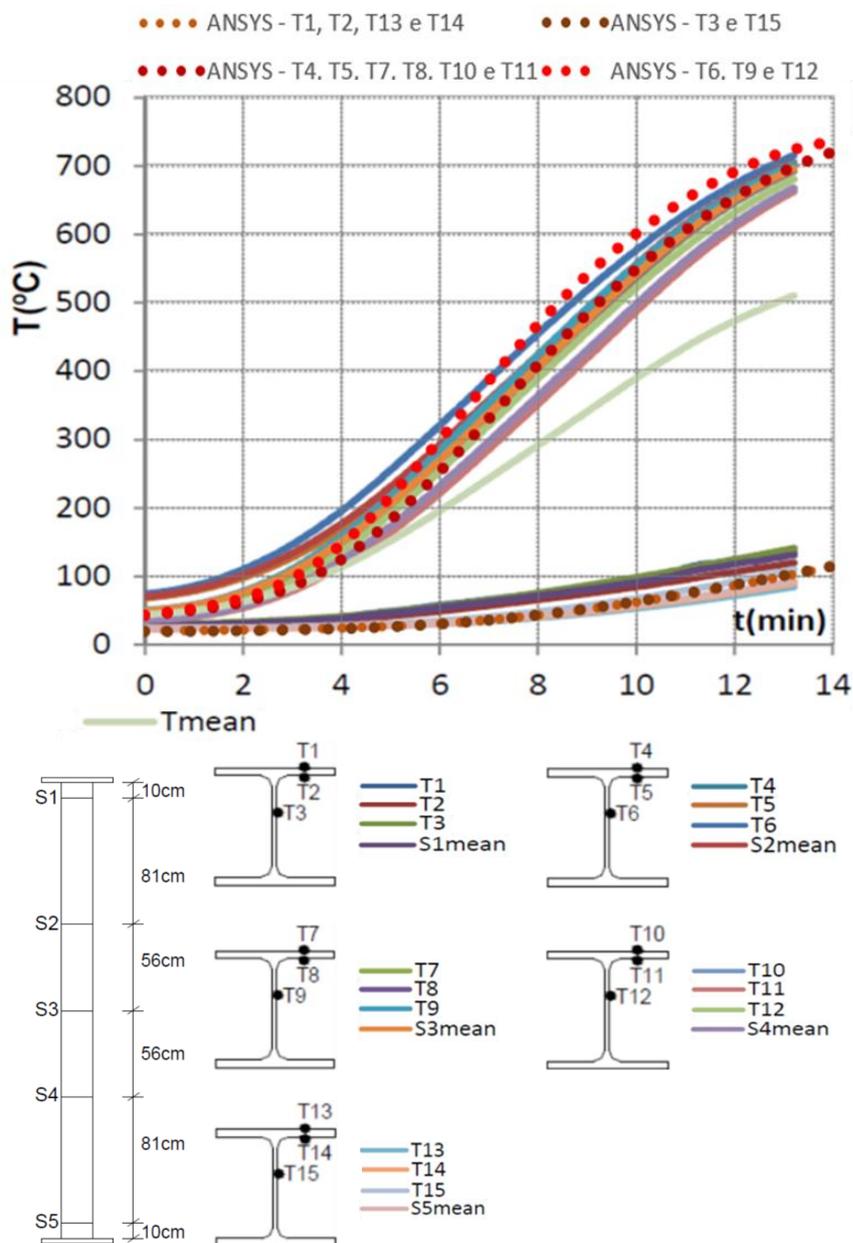
Fonte: Autora

A seguir serão apresentados os resultados obtidos apenas para o pilar HEA160-K45-L30. Este modelo foi escolhido de forma aleatória apenas para demonstrar a validação do modelo numérico. Os resultados obtidos nos outros modelos estão apresentados no Apêndice A.

4.4.1 Variação da temperatura

A ação térmica foi aplicada uniformemente no modelo de acordo com a curva média de evolução da temperatura do forno considerada em Correia (2011). Dessa forma, os valores de temperatura obtidos nas seções S2, S3 e S4 foram iguais. A Figura 4.16 mostra a comparação entre a evolução da temperatura do pilar apresentados no modelo experimental e no modelo proposto.

Figura 4.16 – Evolução da temperatura do pilar dos modelos numérico e experimental para o pilar HEA160-K45-L30.



Fonte: Autora

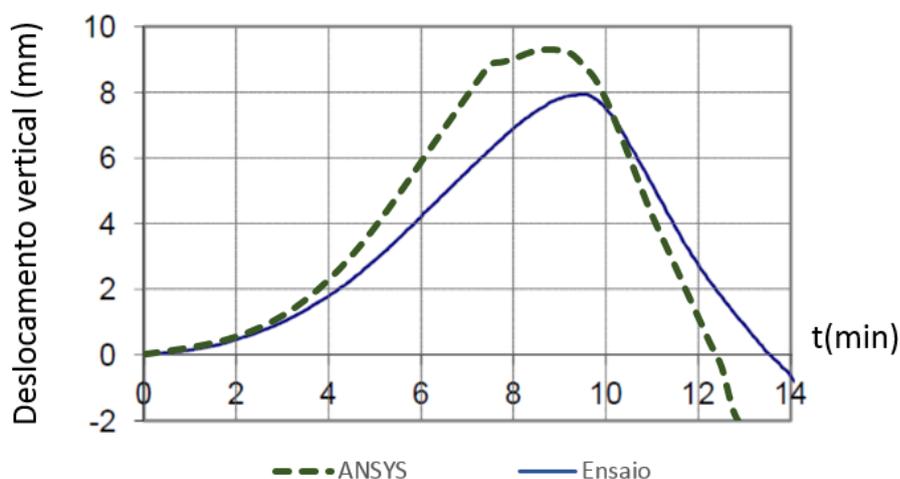
Devido ao pré-aquecimento do forno realizado para que a curva de aquecimento ficasse mais próxima da curva ISO 834, a temperatura inicial dos pilares no ensaio variou em cada seção. Assim, para a validação, a temperatura inicial das seções do pilar no interior do forno foi retirada da curva média de evolução da temperatura dos pilares apresentada na Figura 4.5, utilizando então 45 °C. As seções S1 e S2 que estão fora do forno apresentaram temperatura inicial igual a 20 °C.

Nota-se que, apesar de a curva de aquecimento utilizada ter sido uma curva média de apenas um ensaio, desconsiderando a variação de temperatura de cada módulo do forno e em cada ensaio particularmente, os valores obtidos na análise numérica se aproximaram dos valores obtidos experimentalmente.

4.4.2 Deslocamento axial

A Figura 4.17 mostra a comparação entre os valores de deslocamento axial apresentados no modelo numérico e no ensaio.

Figura 4.17 – Resultados experimentais e numéricos do deslocamento axial do pilar HEA160-K45-L30



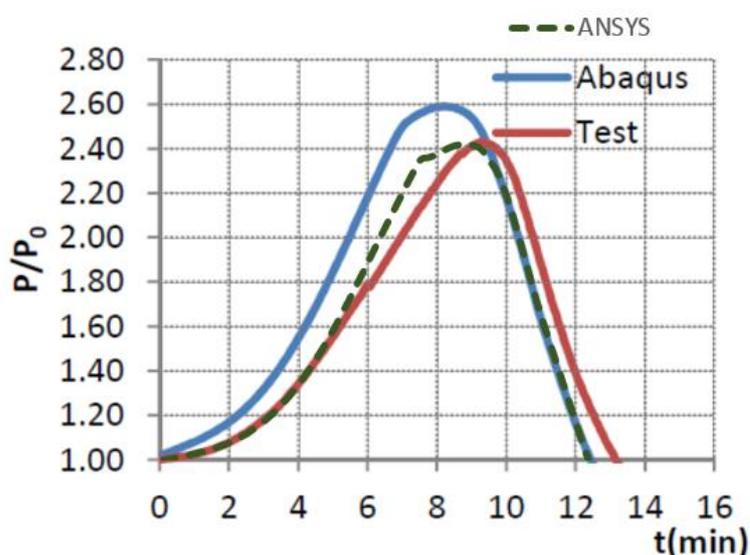
Fonte: Autora

Os valores do deslocamento axial obtidos no modelo numérico apresentaram comportamento similares aos obtidos no ensaio, porém com valores um pouco maiores durante quase todo o período estudado, conforme mostra a Figura 4.14. Acredita-se que a diferença de valores está no fato de que o modelo numérico utilizou temperatura uniforme em todas as seções do pilar, sem considerar as diferenças de temperatura obtidas no ensaio, onde as seções S3 e S4 apresentaram menores temperaturas que a seção S2.

4.4.3 Força de restrição

As forças de restrição obtidas com o modelo proposto foram comparadas aos resultados do modelo experimental e do modelo numérico elaborado no ABAQUS apresentados por Correia (2011).

Figura 4.18 – Evolução das forças de restrição para os modelos numéricos e experimentais do pilar HEA160-K45-L30



Fonte: Autora

Os resultados do modelo numérico proposto, elaborado no ANSYS, apresentaram boa concordância com o ensaio. Entretanto, à medida que os valores de restrição aumentaram, os resultados ficaram mais distantes do ensaio e mais próximos do modelo numérico elaborado no ABAQUS por Correia (2011). Acredita-se que essa diferença ocorra devido às condições de contorno consideradas em cada modelo. No modelo proposto, o topo do pilar está restringido apenas aos deslocamentos transversais, e as rotações são restringidas de acordo com a rigidez rotacional da mola, resultando em uma ligação semirrígida como ocorre no modelo ensaiado. O modelo numérico elaborado no ABAQUS construiu todo o pórtico de restrição, considerando a ligação entre o pilar ensaiado com a viga superior do pórtico como engaste. Assim, à medida que o valor da restrição rotacional aumenta, a ligação na extremidade do modelo desenvolvido no ANSYS se aproxima de um engaste, tornando-se semelhante à condição de contorno considerada no ABAQUS.

5 ANÁLISES PARAMÉTRICAS

Após a validação do modelo numérico elaborado neste trabalho utilizando o perfil HEA160, considerado no estudo experimental realizado em Correia (2011), foram realizadas análises paramétricas utilizando dois diferentes perfis comerciais brasileiros, W150x22,5 e HP 200x53, dois diferentes comprimentos de pilar (3,5m e 4,5 m), três níveis de carregamento (25%, 50% e 75% da força normal resistente de cálculo à compressão à temperatura ambiente), com ação mecânica centrada. Os valores da rigidez da estrutura envolvente utilizados foram os mesmos de Correia (2011), conforme apresentado na Tabela 3.3, e os níveis de restrição axial e rotacional do pilar foram calculados segundo as Equações 2.1 e 2.2 apresentadas no item 2.1. Os pilares foram analisados com somente restrição axial, somente restrição rotacional, com ambas as restrições e nenhuma restrição. Na Tabela 5.1 são apresentadas as propriedades dos modelos utilizados na pesquisa. A referência dos modelos apresenta o tipo de perfil, o comprimento do pilar, o nível de carregamento e qual restrição é considerada. Assim, o modelo HP200-L3,5-C25-Kar13 representa um pilar com perfil HP 200x53, com comprimento igual a 3,5 m, nível de carga de 25% da força normal resistente à compressão à temperatura ambiente, restrição axial de 13000 kN/m e sua respectiva restrição rotacional de 4827,5 kNm/rad. No caso de o modelo não apresentar restrição, o último termo da referência será desconsiderado e a representação será HP200-L3,5-C25. Para representar somente restrição axial, a referência utiliza o termo K_a , e somente restrição rotacional utiliza o termo K_r com o valor da restrição axial equivalente à restrição rotacional utilizada.

A análise paramétrica utilizou as mesmas etapas descritas no capítulo 4, porém, as propriedades do material foram adequadas às normas brasileiras, ABNT NBR 14323:2013 e ABNT NBR 8800:2008. Dessa forma, o valor da emissividade foi modificado para 0,7 e o valor do módulo de elasticidade foi substituído por 200 GPa. A curva de elevação da temperatura dos gases considerada foi a ISO 834-1:1999. A força normal resistente de cálculo à compressão à temperatura ambiente foi calculada de acordo com a ABNT NBR 8800:2008, considerando resistência ao escoamento do aço igual a 350 MPa. O coeficiente de flambagem adotado foi 0,7, do mesmo modo que foi considerado por Correia (2011), pois trata-se de um modelo com condições de contorno semelhantes a pilares localizados no pavimento superior de uma edificação de vários andares, como estabelece a ABNT NBR 14323:2013. Nesta etapa, os modelos foram construídos sem o dispositivo de medição de forças e as placas de apoio tiveram suas dimensões reduzidas às dimensões da seção transversal considerada.

Tabela 5.1 – Modelos utilizados na análise paramétrica

Nº	Referência	L (m)	Força (kN)	Restr. axial (kN/m)	Restr. rotacional (kNm/rad)	α_a	β_r
1	HP200-L3,5-C25	3,5	453,00 (25%)	0	0	0	0
2	HP200-L3,5-C25-Ka13	3,5	453,00 (25%)	13100	0	0,03	-
3	HP200-L3,5-C25-Kr13	3,5	453,00 (25%)	0	4.827,50	-	1,26
4	HP200-L3,5-C25-Kar13	3,5	453,00 (25%)	13100	4.827,50	0,03	1,26
5	HP200-L3,5-C25-Ka45	3,5	453,00 (25%)	45000	0	0,12	-
6	HP200-L3,5-C25-Kr45	3,5	453,00 (25%)	0	5.622,00	-	1,47
7	HP200-L3,5-C25-Kar45	3,5	453,00 (25%)	45000	5.622,00	0,12	1,47
8	HP200-L3,5-C25-Ka128	3,5	453,00 (25%)	128350	0	0,33	-
9	HP200-L3,5-C25-Kr128	3,5	453,00 (25%)	0	7.844,00	-	2,05
10	HP200-L3,5-C25-Kar128	3,5	453,00 (25%)	128350	7.844,00	0,33	2,05
11	HP200-L3,5-C50	3,5	904,00 (50%)	0	0	-	-
12	HP200-L3,5-C50-Ka13	3,5	904,00 (50%)	13100	0	0,03	-
13	HP200-L3,5-C50-Kr13	3,5	904,00 (50%)	0	4.827,50	-	1,26
14	HP200-L3,5-C50-Kar13	3,5	904,00 (50%)	13100	4.827,50	0,03	1,26
15	HP200-L3,5-C50-Ka45	3,5	904,00 (50%)	45000	0	0,12	-
16	HP200-L3,5-C50-Kr45	3,5	904,00 (50%)	0	5.622,00	-	1,47
17	HP200-L3,5-C50-Kar45	3,5	904,00 (50%)	45000	5.622,00	0,12	1,47
18	HP200-L3,5-C50-Ka128	3,5	904,00 (50%)	128350	0	0,33	-
19	HP200-L3,5-C50-Kr128	3,5	904,00 (50%)	0	7.844,00	-	2,05
20	HP200-L3,5-C50-Kar128	3,5	904,00 (50%)	128350	7.844,00	0,33	2,05
21	HP200-L3,5-C75	3,5	1355,00 (75%)	0	0	-	-
22	HP200-L3,5-C75-Ka13	3,5	1355,00 (75%)	13100	0	0,03	-
23	HP200-L3,5-C75-Kr13	3,5	1355,00 (75%)	0	4.827,50	-	1,26
24	HP200-L3,5-C75-Kar13	3,5	1355,00 (75%)	13100	4.827,50	0,03	1,26
25	HP200-L3,5-C75-Ka45	3,5	1355,00 (75%)	45000	0	0,12	-
26	HP200-L3,5-C75-Kr45	3,5	1355,00 (75%)	0	5.622,00	-	1,47
27	HP200-L3,5-C75-Kar45	3,5	1355,00 (75%)	45000	5.622,00	0,12	1,47
28	HP200-L3,5-C75-Ka128	3,5	1355,00 (75%)	128350	0	0,33	-
29	HP200-L3,5-C75-Kr128	3,5	1355,00 (75%)	0	7.844,00	-	2,05
30	HP200-L3,5-C75-Kar128	3,5	1355,00 (75%)	128350	7.844,00	0,33	2,05
31	HP200-L4,5-C25	4,5	402,00 (25%)	0	0	-	-
32	HP200-L4,5-C25-Ka13	4,5	402,00 (25%)	13100	0	0,04	-
33	HP200-L4,5-C25-Kr13	4,5	402,00 (25%)	0	4.827,50	-	1,62
34	HP200-L4,5-C25-Kar13	4,5	402,00 (25%)	13100	4.827,50	0,04	1,62
35	HP200-L4,5-C25-Ka45	4,5	402,00 (25%)	45000	0	0,15	-
36	HP200-L4,5-C25-Kr45	4,5	402,00 (25%)	0	5.622,00	-	1,89
37	HP200-L4,5-C25-Kar45	4,5	402,00 (25%)	45000	5.622,00	0,15	1,89
38	HP200-L4,5-C25-Ka128	4,5	402,00 (25%)	128350	0	0,42	-
39	HP200-L4,5-C25-Kr128	4,5	402,00 (25%)	0	7.844,00	-	2,64
40	HP200-L4,5-C25-Kar128	4,5	402,00 (25%)	128350	7.844,00	0,42	2,64

Continua

Continuação

Nº	Referência	L (m)	Força (kN)	Restr. axial (kN/m)	Restr. rotacional (kNm/rad)	α_a	β_r
41	HP200-L4,5-C50	4,5	803,00 (50%)	0	0	-	-
42	HP200-L4,5-C50-Ka13	4,5	803,00 (50%)	13100	0	0,04	-
43	HP200-L4,5-C50-Kr13	4,5	803,00 (50%)	0	4.827,50	-	1,62
44	HP200-L4,5-C50-Kar13	4,5	803,00 (50%)	13100	4.827,50	0,04	1,62
45	HP200-L4,5-C50-Ka45	4,5	803,00 (50%)	45000	0	0,15	-
46	HP200-L4,5-C50-Kr45	4,5	803,00 (50%)	0	5.622,00	-	1,89
47	HP200-L4,5-C50-Kar45	4,5	803,00 (50%)	45000	5.622,00	0,15	1,89
48	HP200-L4,5-C50-Ka128	4,5	803,00 (50%)	128350	0	0,42	-
49	HP200-L4,5-C50-Kr128	4,5	803,00 (50%)	0	7.844,00	-	2,64
50	HP200-L4,5-C50-Kar128	4,5	803,00 (50%)	128350	7.844,00	0,42	2,64
51	HP200-L4,5-C75	4,5	1204,00 (75%)	0	0	-	-
52	HP200-L4,5-C75-Ka13	4,5	1204,00 (75%)	13100	0	0,04	-
53	HP200-L4,5-C75-Kr13	4,5	1204,00 (75%)	0	4.827,50	-	1,62
54	HP200-L4,5-C75-Kar13	4,5	1204,00 (75%)	13100	4.827,50	0,04	1,62
55	HP200-L4,5-C75-Ka45	4,5	1204,00 (75%)	45000	0	0,15	-
56	HP200-L4,5-C75-Kr45	4,5	1204,00 (75%)	0	5.622,00	-	1,89
57	HP200-L4,5-C75-Kar45	4,5	1204,00 (75%)	45000	5.622,00	0,15	1,89
58	HP200-L4,5-C75-Ka128	4,5	1204,00 (75%)	128350	0	0,42	-
59	HP200-L4,5-C75-Kr128	4,5	1204,00 (75%)	0	7.844,00	-	2,64
60	HP200-L4,5-C75-Kar128	4,5	1204,00 (75%)	128350	7.844,00	0,42	2,64
61	W150-L3,5-C25	3,5	282,00 (25%)	0	0	0	0
62	W150-L3,5-C25-Ka13	3,5	282,00 (25%)	13100	0	0,05	-
63	W150-L3,5-C25-Kr13	3,5	282,00 (25%)	0	4.827,50	-	2,99
64	W150-L3,5-C25-Kar13	3,5	282,00 (25%)	13100	4.827,50	0,05	2,99
65	W150-L3,5-C25-Ka45	3,5	282,00 (25%)	45000	0	0,16	-
66	W150-L3,5-C25-Kr45	3,5	282,00 (25%)	0	5.622,00	-	3,48
67	W150-L3,5-C25-Kar45	3,5	282,00 (25%)	45000	5.622,00	0,16	3,48
68	W150-L3,5-C25-Ka128	3,5	282,00 (25%)	128350	0	0,47	-
69	W150-L3,5-C25-Kr128	3,5	282,00 (25%)	0	7.844,00	-	4,85
70	W150-L3,5-C25-Kar128	3,5	282,00 (25%)	128350	7.844,00	0,47	4,85
71	W150-L3,5-C50	3,5	563,00 (50%)	0	0	-	-
72	W150-L3,5-C50-Ka13	3,5	563,00 (50%)	13100	0	0,05	-
73	W150-L3,5-C50-Kr13	3,5	563,00 (50%)	0	4.827,50	-	2,99
74	W150-L3,5-C50-Kar13	3,5	563,00 (50%)	13100	4.827,50	0,05	2,99
75	W150-L3,5-C50-Ka45	3,5	563,00 (50%)	45000	0	0,16	-
76	W150-L3,5-C50-Kr45	3,5	563,00 (50%)	0	5.622,00	-	3,48
77	W150-L3,5-C50-Kar45	3,5	563,00 (50%)	45000	5.622,00	0,16	3,48
78	W150-L3,5-C50-Ka128	3,5	563,00 (50%)	128350	0	0,47	-
79	W150-L3,5-C50-Kr128	3,5	563,00 (50%)	0	7.844,00	-	4,85
80	W150-L3,5-C50-Kar128	3,5	563,00 (50%)	128350	7.844,00	0,47	4,85

Continua

Continuação

Nº	Referência	L (m)	Força (kN)	Restr. axial (kN/m)	Restr. rotacional (kNm/rad)	α_a	β_r
81	W150-L3,5-C75	3,5	844,00 (75%)	0	0	-	-
82	W150-L3,5-C75-Ka13	3,5	844,00 (75%)	13100	0	0,05	-
83	W150-L3,5-C75-Kr13	3,5	844,00 (75%)	0	4.827,50	-	2,99
84	W150-L3,5-C75-Kar13	3,5	844,00 (75%)	13100	4.827,50	0,05	2,99
85	W150-L3,5-C75-Ka45	3,5	844,00 (75%)	45000	0	0,16	-
86	W150-L3,5-C75-Kr45	3,5	844,00 (75%)	0	5.622,00	-	3,48
87	W150-L3,5-C75-Kar45	3,5	844,00 (75%)	45000	5.622,00	0,16	3,48
88	W150-L3,5-C75-Ka128	3,5	844,00 (75%)	128350	0	0,47	-
89	W150-L3,5-C75-Kr128	3,5	844,00 (75%)	0	7.844,00	-	4,85
90	W150-L3,5-C75-Kar128	3,5	844,00 (75%)	128350	7.844,00	0,47	4,85
91	W150-L4,5-C25	4,5	231,00 (25%)	0	0	-	-
92	W150-L4,5-C25-Ka13	4,5	231,00 (25%)	13100	0	0,05	-
93	W150-L4,5-C25-Kr13	4,5	231,00 (25%)	0	4.827,50	-	3,84
94	W150-L4,5-C25-Kar13	4,5	231,00 (25%)	13100	4.827,50	0,05	3,84
95	W150-L4,5-C25-Ka45	4,5	231,00 (25%)	45000	0	0,16	-
96	W150-L4,5-C25-Kr45	4,5	231,00 (25%)	0	5.622,00	-	4,47
97	W150-L4,5-C25-Kar45	4,5	231,00 (25%)	45000	5.622,00	0,16	4,47
98	W150-L4,5-C25-Ka128	4,5	231,00 (25%)	128350	0	0,47	-
99	W150-L4,5-C25-Kr128	4,5	231,00 (25%)	0	7.844,00	-	6,24
100	W150-L4,5-C25-Kar128	4,5	231,00 (25%)	128350	7.844,00	0,47	6,24
101	W150-L4,5-C50	4,5	462,00 (50%)	0	0	-	-
102	W150-L4,5-C50-Ka13	4,5	462,00 (50%)	13100	0	0,05	-
103	W150-L4,5-C50-Kr13	4,5	462,00 (50%)	0	4.827,50	-	3,84
104	W150-L4,5-C50-Kar13	4,5	462,00 (50%)	13100	4.827,50	0,05	3,84
105	W150-L4,5-C50-Ka45	4,5	462,00 (50%)	45000	0	0,16	-
106	W150-L4,5-C50-Kr45	4,5	462,00 (50%)	0	5.622,00	-	4,47
107	W150-L4,5-C50-Kar45	4,5	462,00 (50%)	45000	5.622,00	0,16	4,47
108	W150-L4,5-C50-Ka128	4,5	462,00 (50%)	128350	0	0,47	-
109	W150-L4,5-C50-Kr128	4,5	462,00 (50%)	0	7.844,00	-	6,24
110	W150-L4,5-C50-Kar128	4,5	462,00 (50%)	128350	7.844,00	0,47	6,24
111	W150-L4,5-C75	4,5	693,00 (75%)	0	0	-	-
112	W150-L4,5-C75-Ka13	4,5	693,00 (75%)	13100	0	0,05	-
113	W150-L4,5-C75-Kr13	4,5	693,00 (75%)	0	4.827,50	-	3,84
114	W150-L4,5-C75-Kar13	4,5	693,00 (75%)	13100	4.827,50	0,05	3,84
115	W150-L4,5-C75-Ka45	4,5	693,00 (75%)	45000	0	0,16	-
116	W150-L4,5-C75-Kr45	4,5	693,00 (75%)	0	5.622,00	-	4,47
117	W150-L4,5-C75-Kar45	4,5	693,00 (75%)	45000	5.622,00	0,16	4,47
118	W150-L4,5-C75-Ka128	4,5	693,00 (75%)	128350	0	0,47	-
119	W150-L4,5-C75-Kr128	4,5	693,00 (75%)	0	7.844,00	-	6,24
120	W150-L4,5-C75-Kar128	4,5	693,00 (75%)	128350	7.844,00	0,47	6,24

Fonte: Autora

5.1 ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

De acordo com os parâmetros considerados na análise, foi possível estudar a influência do nível de carregamento, da esbelteza e da rigidez da estrutura circundante no tempo crítico de pilares que apresentam simultaneamente rigidez axial e rotacional. Em seguida, foi comparado o comportamento de pilares com somente restrição axial, somente restrição rotacional, ambas as restrições e nenhuma restrição com o objetivo de verificar a influência de cada restrição na resistência ao fogo de pilares submetidos a elevadas temperaturas.

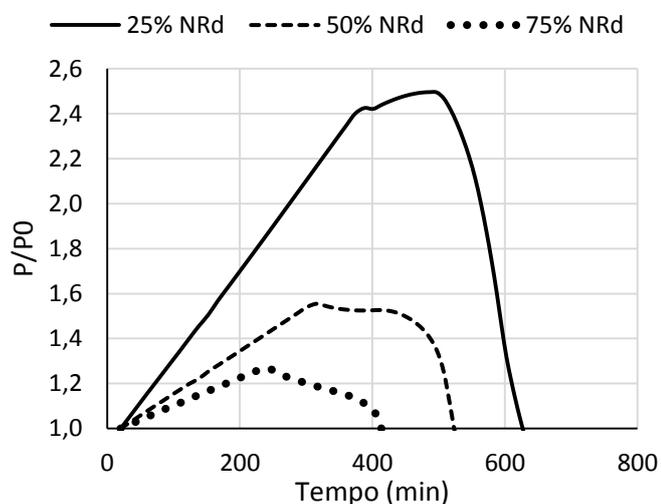
Para o presente trabalho, considerou-se o tempo crítico de um pilar em situação de incêndio como o tempo no qual as forças de restrição, após aumentarem e posteriormente diminuírem, voltam ao valor da força inicialmente aplicada. A temperatura crítica foi definida como sendo a temperatura média do pilar de aço obtida no tempo crítico.

Entretanto notou-se que para pequenos graus de restrição axial ou restrição axial nula, e para altos níveis de carregamento o modelo numérico perdeu a convergência antes do retorno da força ao valor inicialmente aplicado. Nessas situações, os valores de tempo crítico e temperatura crítica foram considerados de acordo com o último instante em que a análise convergiu.

5.1.1 Influência do nível de carregamento

A Figura 5.1 mostra a evolução das forças de restrição em relação à evolução da temperatura para pilares de aço com perfil HP200x53, 3,5 m de comprimento, três valores de força aplicados, 25%, 50% e 75%, e restrição axial e rotacional de 45000 kN/m e 5622 kN.m/rad, respectivamente. O parâmetro P_0 representa a força inicial aplicada no pilar, e o parâmetro P representa a força inicial acrescida da força de restrição gerada no instante considerado.

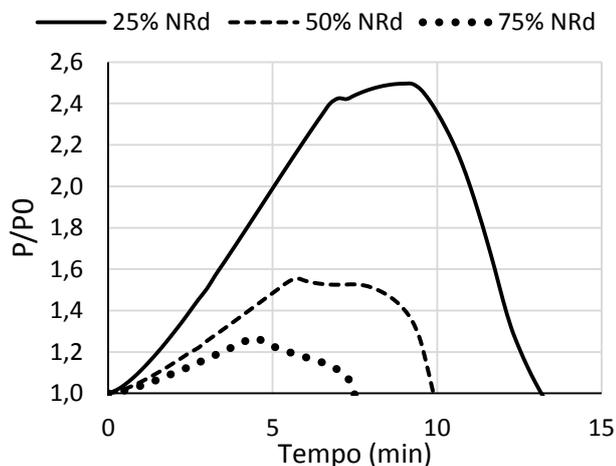
Figura 5.1 - Evolução das forças de restrição em relação à temperatura para pilares com restrição axial e rotacional com diferentes níveis de carregamento



Fonte: Autora

Nota-se que o aumento do nível de carregamento reduz o valor da temperatura crítica do pilar. Essa conclusão também é válida para os tempos críticos, como mostra a Figura 5.2. Dessa forma, verifica-se que quanto maior é o nível de carregamento, menor é o tempo crítico dos pilares e, conseqüentemente, sua resistência ao fogo.

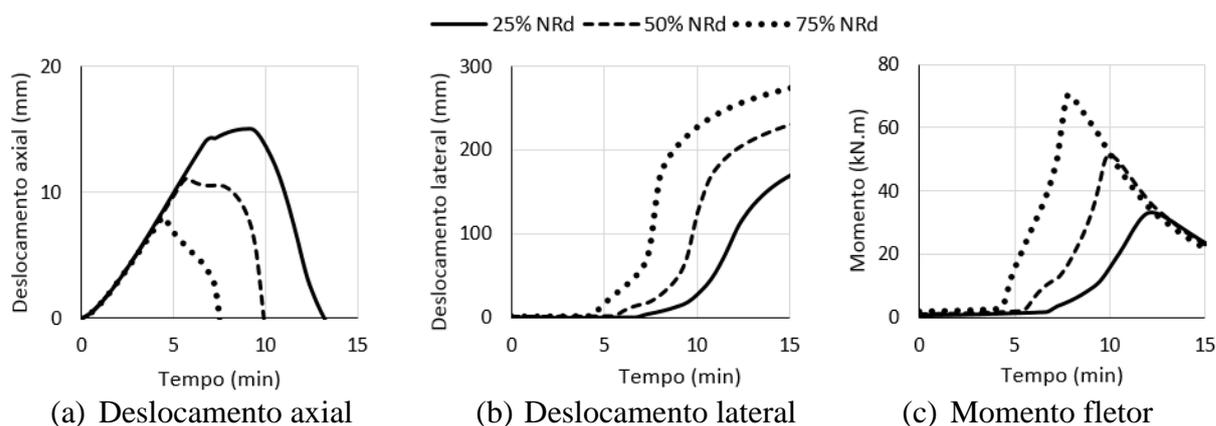
Figura 5.2 - Evolução das forças de restrição em relação ao tempo para pilares com restrição axial e rotacional com diferentes níveis de carregamento



Fonte: Autora

Analisando o comportamento do pilar por meio do deslocamento axial em sua extremidade superior, verificou-se que, quanto maior a força aplicada, menor o valor do deslocamento axial atingido devido a ação térmica. Assim, a estrutura de restrição é menos solicitada, e a evolução da força de restrição é reduzida. A Figura 5.3 apresenta o desenvolvimento do deslocamento axial e do momento fletor no topo do pilar, onde existe o contato com as molas, e do deslocamento lateral em relação ao eixo de menor inércia no meio do pilar. Nota-se que o aumento da força reduz o valor do deslocamento axial e aumenta o deslocamento lateral, conseqüentemente o momento fletor do pilar aumentará.

Figura 5.3 - Evolução do deslocamento axial, deslocamento lateral e momento em relação ao tempo para pilares com restrição axial e rotacional com diferentes níveis de carregamento

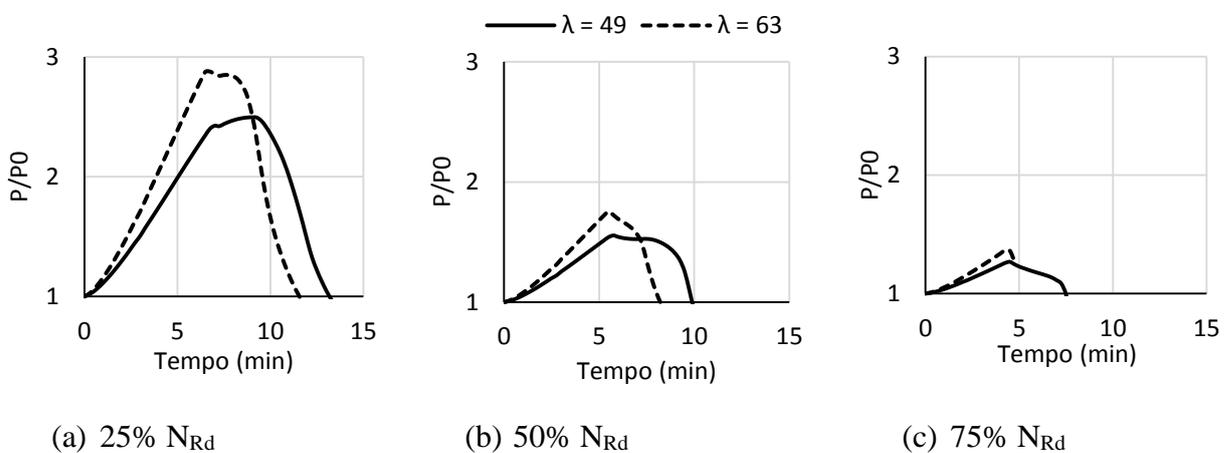


Fonte: Autora

5.1.2 Influência da esbeltez

A análise da influência da esbeltez na resistência ao fogo de pilares de aço foi realizada considerando dois valores de comprimento para cada perfil, 3,5 m e 4,5 m. Na Figura 5.4 são comparadas as curvas de evolução das forças de restrição para os modelos com restrição axial e rotacional de 128350 kN/m e 7844 kN.m/rad, respectivamente, seção transversal HP200x53 e os dois valores de esbeltez considerados. O pilar possui esbeltez igual a 49, se o comprimento for 3,5 m, e esbeltez igual a 63, se o comprimento for igual a 4,5 m.

Figura 5.4 - Evolução das forças de restrição em relação ao tempo para pilares com restrição axial e rotacional para diferentes valores de esbeltez.

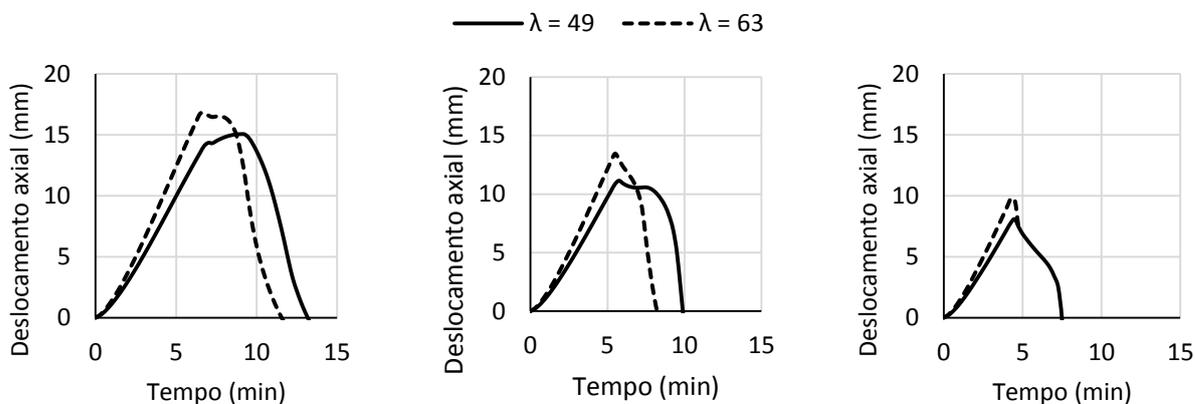


Fonte: Autora

Observa-se que para maiores valores de esbeltez, a resistência ao fogo é reduzida e são geradas maiores forças de restrição. Isso ocorre porque a dilatação térmica é diretamente proporcional ao comprimento do pilar, ou seja, quanto mais esbelto for o pilar, maior será o deslocamento axial a ser impedido. Dessa forma a estrutura de restrição será mais solicitada, e consequentemente aumentará a força de restrição.

A Figura 5.5, a Figura 5.6 e a Figura 5.7 apresentam a evolução do deslocamento axial e do momento fletor na extremidade superior do pilar e do deslocamento lateral em relação ao eixo de menor inércia no meio do pilar. É possível constatar que pilares com menor esbeltez apresentam menores valores de deslocamento axial, deslocamento lateral e momento fletor.

Figura 5.5 – Evolução do deslocamento axial em relação ao tempo para pilares com restrição axial e rotacional para diferentes valores de esbeltez.



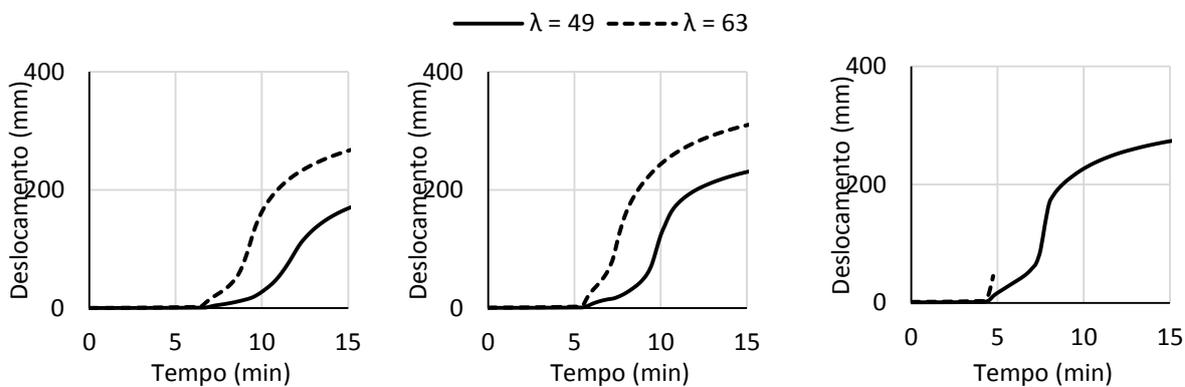
(a) 25% N_{Rd}

(b) 50% N_{Rd}

(c) 75% N_{Rd}

Fonte: Autora

Figura 5.6 – Evolução do deslocamento lateral em relação ao tempo para pilares com restrição axial e rotacional para diferentes valores de esbeltez



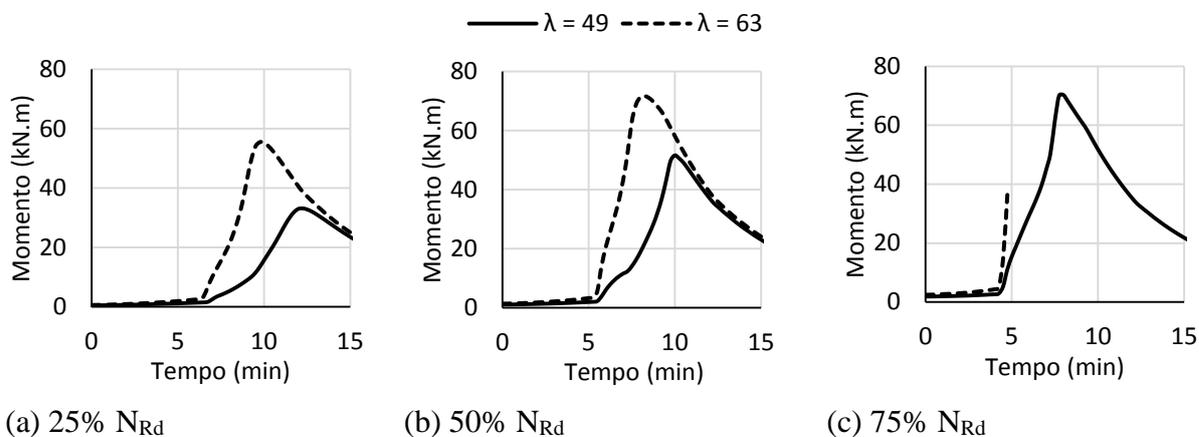
(a) 25% N_{Rd}

(b) 50% N_{Rd}

(c) 75% N_{Rd}

Fonte: Autora

Figura 5.7 - Evolução do momento fletor em relação ao tempo para pilares com restrição axial e rotacional para diferentes valores de esbeltez

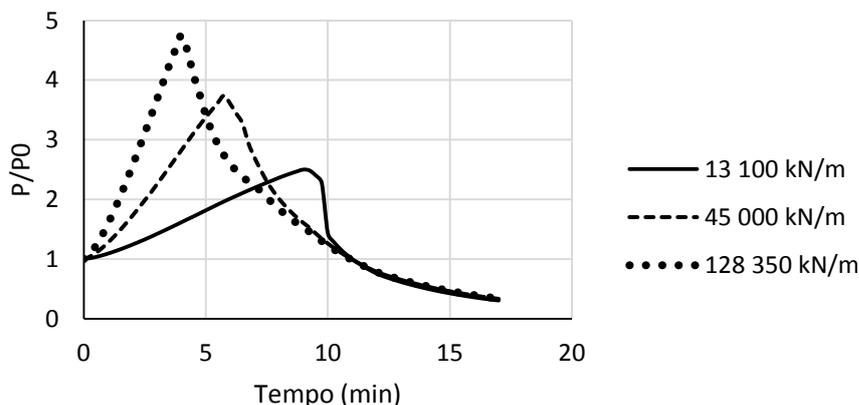


Fonte: Autora

5.1.3 Influência da rigidez da estrutura circundante

De forma a analisar a influência do valor da rigidez da estrutura circundante, foram comparadas as curvas de evolução das forças de restrição para cada valor considerado de restrição axial, e sua respectiva restrição rotacional. A Figura 5.8 mostra as forças de restrição geradas de acordo com o valor de rigidez axial e rotacional analisado, para pilares de seção transversal W150X37,1, 4,5 m de comprimento e nível de carregamento igual a 25% da força resistente de cálculo a temperatura ambiente (N_{Rd}).

Figura 5.8 - Evolução das forças de restrição para diferentes valores de restrição axial e rotacional



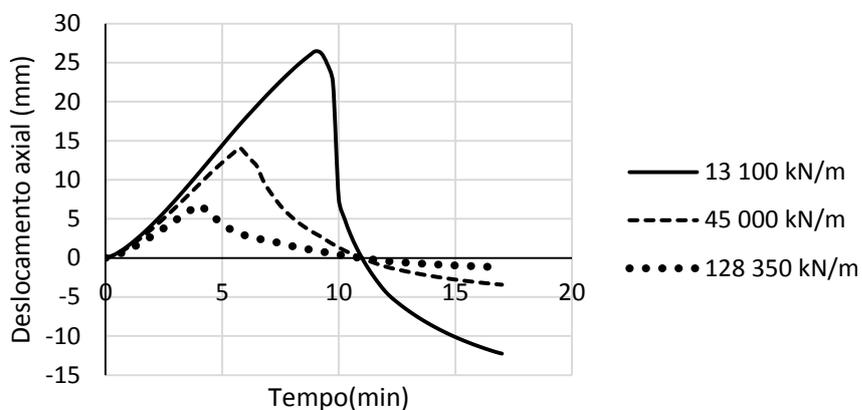
Fonte: Autora

Nota-se que o aumento das restrições axial e rotacional aumenta o valor da força de restrição gerada, entretanto pouco modifica o valor do tempo crítico do pilar em situação de incêndio. Assim, considera-se que a rigidez da estrutura circundante não teve influência na variação das temperaturas críticas e tempos críticos dos pilares. Dessa forma, pode-se concluir que a rigidez da estrutura circundante não tem um papel significativo na resistência ao fogo de pilares de aço em situação de incêndio, pois mesmo que o pilar mais restringido consiga suportar valores de forças maiores, o colapso ocorrerá praticamente ao mesmo tempo que os pilares com menores valores de restrição.

Essa situação pode ser explicada por meio da combinação da velocidade de evolução das forças de restrição com a temperatura em que o pilar atinge sua capacidade resistente. Nota-se que os pilares mais restringidos sofrem um rápido acréscimo de forças, atingindo seu valor máximo em temperaturas menores, ou seja, com pouca degradação de suas propriedades mecânicas. Consequentemente, a força atuante no pilar é reduzida lentamente. E os pilares com menores restrições apresentam lento acréscimo de forças, porém, atingirão sua força máxima atuante em temperaturas mais elevadas, com propriedades mecânicas altamente degradadas. Dessa forma, a redução da força atuante será mais abrupta. Assim, em ambas situações uma ação se contrapõe ao benefício da outra e, então, todos os pilares retornam à força inicialmente aplicada no mesmo tempo.

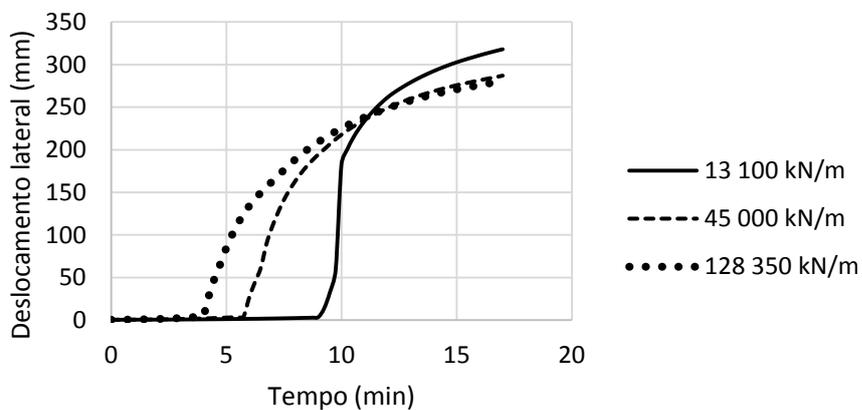
Nas Figuras 5.9, 5.10 e 5.11 demonstram a evolução do deslocamento axial e momento fletor na extremidade superior do pilar, onde existe o contato com a mola, e do deslocamento lateral em relação ao eixo de menor inércia no meio do pilar. Nota-se que o aumento das restrições axial e rotacional gera um deslocamento axial menor. Quanto ao deslocamento lateral, observa-se que a maior restrição gera maiores deslocamentos até o tempo crítico, a partir do qual, os pilares com menores restrições se deslocam mais. Em relação ao momento fletor, verifica-se que maiores restrições, geram maiores valores de momentos no topo do pilar, mas as curvas tendem a descer com valores semelhantes.

Figura 5.9 - Evolução do deslocamento axial para diferentes valores de restrições axial e rotacional



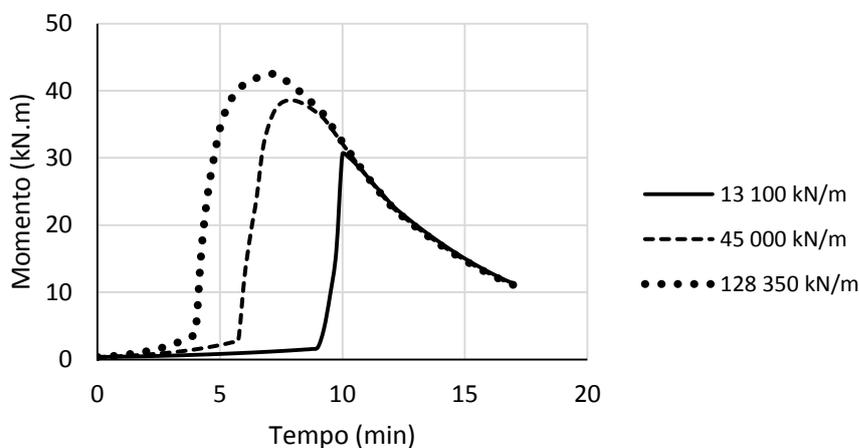
Fonte: Autora

Figura 5.10 - Evolução do deslocamento lateral para diferentes valores de restrições axial e rotacional



Fonte: Autora

Figura 5.11 - Evolução do momento fletor para diferentes valores de restrições axial e rotacional



Fonte: Autora

5.1.4 Influência das restrições axial e rotacional

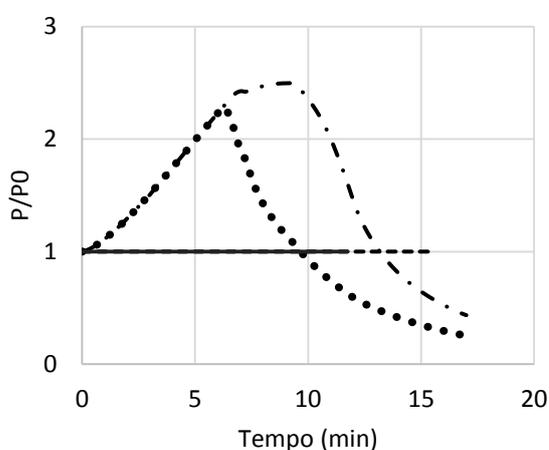
Com o objetivo de verificar a influência da restrição rotacional e da restrição axial separadamente, foram analisados pilares com somente restrição axial, somente restrição rotacional, com ambas as restrições e com nenhuma restrição. É importante destacar que as condições de contorno nas extremidades dos pilares sem restrição rotacional foram consideradas como rótulas, entretanto, para que fosse possível a comparação entre os modelos, o valor da força aplicada foi igual ao valor aplicado nos pilares com ambas as restrições, utilizando, no cálculo da força normal resistente de cálculo à temperatura ambiente, coeficiente de flambagem igual a 0,7. Dessa forma, devido ao fato de pilares birrotulados apresentam menor resistência que pilares com apoios mais rígidos, para o modelo de seção transversal W150x37,1 e comprimento igual a 4,5, o nível de carregamento igual a 75% N_{Rd} excedeu a força máxima suportada pelo pilar sem restrição rotacional e o modelo não convergiu durante a análise estrutural à temperatura ambiente, antes da análise de elevação da temperatura. Logo, para esses modelos, só foi possível analisar o carregamento igual a 25% N_{Rd} e 50% N_{Rd} .

A Figura 5.12 apresenta a evolução das forças de restrição e do deslocamento axial de pilares com seção transversal HP200x53, 3,5m de comprimento, nível de carregamento de 25% N_{Rd}

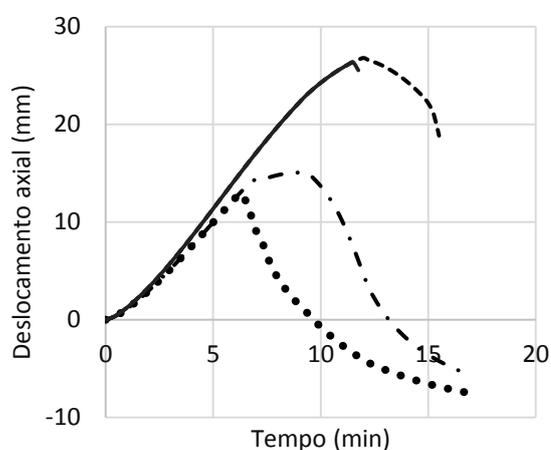
em quatro situações: somente restrição axial de 45000 kN/m; somente restrição rotacional de 5622 kN.m/rad; com restrição axial e rotacional de 45000 kN/m e 5622 kN.m/rad, respectivamente; e sem nenhuma restrição.

Figura 5.12 - Evolução das forças de restrição e do deslocamento axial em relação ao tempo considerando restrição axial e rotacional, somente restrição axial, somente restrição rotacional e nenhuma restrição, para o pilar com seção transversal HP200x53.

— • — Restrição axial e rotacional - - - Restrição rotacional •••• Restrição axial — Nenhuma restrição



a) Forças de restrição



b) Deslocamento axial

Fonte: Autora

Verifica-se que o pilar com somente restrição axial apresentou um trecho ascendente de evolução das forças de restrição e deslocamento axial semelhante aos trechos do pilar com ambas as restrições, porém, o valor máximo alcançado foi menor. Além disso, observa-se que a presença de restrição rotacional aumentou o valor das forças de restrição geradas e o tempo crítico do modelo com ambas as restrições, axial e rotacional.

Ao comparar o pilar com somente restrição rotacional com o pilar com nenhuma restrição, verifica-se que, apesar de ambos apresentarem valores de deslocamento axial semelhantes, o pilar restringido rotacionalmente obteve maior resistência ao fogo.

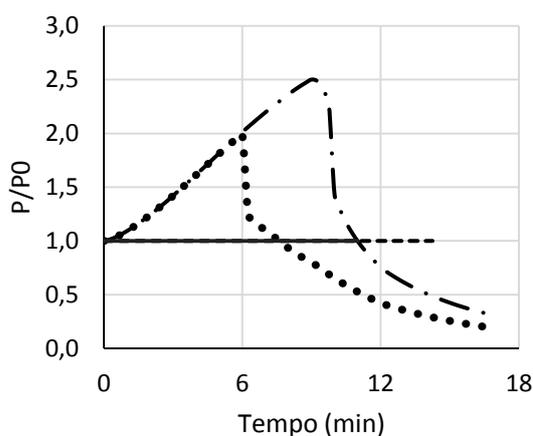
Nota-se, ainda, que o pilar com somente restrição rotacional apresentou o maior tempo crítico entre os modelos analisados, enquanto o menor valor foi obtido pelo pilar com somente

restrição axial. Dessa forma, é possível verificar que, enquanto a restrição axial reduz a resistência de pilares em situação de incêndio, a restrição rotacional aumenta.

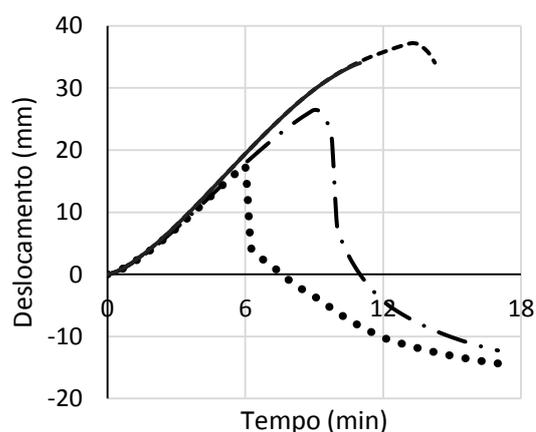
Verificou-se que o tempo crítico obtido na combinação das duas restrições, igual a 13 minutos, foi aproximadamente a média dos valores de tempo crítico obtidos para o modelo com apenas restrição axial e o modelo com apenas restrição rotacional, cujos valores foram respectivamente 9,5 minutos e 15,5 minutos. O mesmo ocorreu com o modelo de seção transversal W150x37,1, comprimento igual 4,5 e nível de carregamento igual a 25%N_{Rd}, para todos os valores de restrição axial e rotacional analisados. Como mostra a Figura 5.13, o tempo crítico obtido para somente restrição axial foi 7,75 minutos, para somente restrição rotacional foi 14,25 minutos e para o modelo restringido axialmente e rotacionalmente, o valor do tempo crítico foi 11 minutos, que é exatamente a média de tempo crítico entre os modelos que consideraram somente uma das restrições. Entretanto, como o restante dos modelos com somente restrição axial não apresentou o trecho descendente da curva, não foi possível obter valores de tempos críticos suficientes para averiguar essa situação.

Figura 5.13 - Evolução das forças de restrição e do deslocamento axial em relação ao tempo considerando restrição axial e rotacional, somente restrição axial, somente restrição rotacional e nenhuma restrição, para o pilar com seção transversal W150x37,1.

— · — Restrição axial e rotacional - - - Restrição rotacional ••••• Restrição axial — Nenhuma restrição



a) Forças de restrição



b) Deslocamento axial

Fonte: Autora

5.2 COMPARAÇÃO COM A ABNT NBR 14323:2013

Os valores de temperatura crítica e tempo crítico obtidos na análise paramétrica para pilares axialmente e rotacionalmente restringidos e para pilares com somente restrição rotacional foram comparados aos valores obtidos segundo a formulação da ABNT NBR 14323:2013 e são apresentados na Tabela 5.2. Optou-se por analisar apenas esses modelos pois os mesmos apresentam as mesmas condições de apoio devido à presença de restrição rotacional, assim é possível comparar a resistência de pilares em que a força aplicada varia com o tempo, situação não considerada pela norma, e pilares sem variação da força inicialmente aplicada, situação similar à adotada na norma. A formulação utilizada para o cálculo da temperatura crítica e do tempo crítico está disposta no anexo C.

Nesta análise não foram considerados os modelos de seção transversal W150 x 37,1, com 4,5 m de comprimento e força aplicada igual a 50% e 75% da força resistente de cálculo a temperatura ambiente, pois em todos os valores de rigidez da estrutura circundante considerados a curva de evolução das forças de restrição foi interrompida devido à perda de convergência numérica, não apresentando o trecho descendente da curva onde a força retorna ao valor inicialmente aplicado. Dessa forma, não foi possível extrair valores de tempo crítico e temperatura crítica pois cada modelo parou em um instante diferente, e como a parte descendente da curva é essencial para a determinação desses fatores, optou-se por não colocá-los para não prejudicar a análise dos resultados. A Figura 5.14 mostra a evolução da força de restrição para os pilares com seção transversal W150 x 37,1, 4,5 m de comprimento e os três níveis de carregamentos considerados.

Figura 5.14 - Evolução da força de restrição para o pilar com seção W50x37,1 com os três níveis de restrição considerados

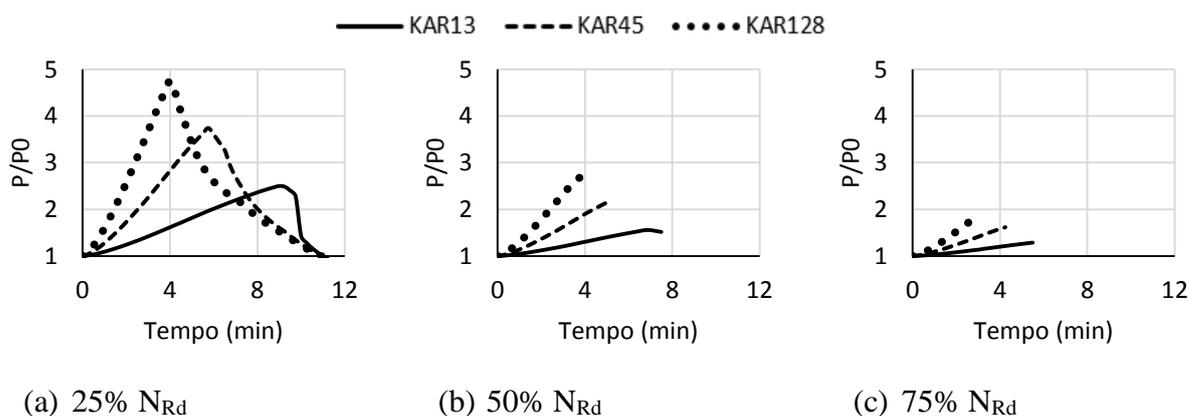


Tabela 5.2 – Comparação do tempo crítico e temperatura crítica obtidos numericamente com os valores obtidos pela ABNT NBR 14323:2013

Nº	Referência	θ_{crit} (°C)	θ_{crit} (°C)	t_{crit} (min)	t_{crit} (min)	% error	% error
		Ansys	NBR 14323:2013	Ansys	NBR 14323:2013	θ_{crit}	t_{crit}
1	HP200-L3,5-C25-KR13	676,435	663,2	15,5	14,67	2%	6%
2	HP200-L3,5-C25-KR45	676,435	663,2	15,5	14,67	2%	6%
3	HP200-L3,5-C25-KR128	676,435	663,2	15,5	14,67	2%	6%
4	HP200-L3,5-C25-KAR13	628,77	663,2	13,25	14,67	-5%	-10%
5	HP200-L3,5-C25-KAR45	628,77	663,2	13,25	14,67	-5%	-10%
6	HP200-L3,5-C25-KAR128	628,77	663,2	13,25	14,67	-5%	-10%
7	HP200-L3,5-C50-KR13	563,683	553,2	11	10,6	2%	4%
8	HP200-L3,5-C50-KR45	563,683	553,2	11	10,6	2%	4%
9	HP200-L3,5-C50-KR128	563,683	553,2	11	10,6	2%	4%
10	HP200-L3,5-C50-KAR13	527,591	553,2	10	10,6	-5%	-6%
11	HP200-L3,5-C50-KAR45	527,591	553,2	10	10,6	-5%	-6%
12	HP200-L3,5-C50-KAR128	527,591	553,2	10	10,6	-5%	-6%
13	HP200-L3,5-C75-KR13	451,82	428,8	8,25	7,75	5%	6%
14	HP200-L3,5-C75-KR45	451,82	428,8	8,25	7,75	5%	6%
15	HP200-L3,5-C75-KR128	451,82	428,8	8,25	7,75	5%	6%
16	HP200-L3,5-C75-KAR13	414,339	428,8	7,5	7,75	-3%	-3%
17	HP200-L3,5-C75-KAR45	414,339	428,8	7,5	7,75	-3%	-3%
18	HP200-L3,5-C75-KAR128	414,339	428,8	7,5	7,75	-3%	-3%
19	HP200-L4,5-C25-KR13	662,274	648	14,75	13,95	2%	6%
20	HP200-L4,5-C25-KR45	662,274	648	14,75	13,95	2%	6%
21	HP200-L4,5-C25-KR128	662,274	648	14,75	13,95	2%	6%
22	HP200-L4,5-C25-KAR13	579,93	648	11,5	13,95	-11%	-18%
23	HP200-L4,5-C25-KAR45	579,93	648	11,5	13,95	-11%	-18%
24	HP200-L4,5-C25-KAR128	579,93	648	11,5	13,95	-11%	-18%
25	HP200-L4,5-C50-KR13	546,259	537,5	10,5	10,18	2%	3%
26	HP200-L4,5-C50-KR45	546,259	537,5	10,5	10,18	2%	3%
27	HP200-L4,5-C50-KR128	546,259	537,5	10,5	10,18	2%	3%
28	HP200-L4,5-C50-KAR13	486,318	537,5	9	10,18	-10%	-12%
29	HP200-L4,5-C50-KAR45	451,82	537,5	8,25	10,18	-16%	-19%
30	HP200-L4,5-C50-KAR128	451,82	537,5	8,25	10,18	-16%	-19%
31	HP200-L4,5-C75-KR13	414,339	344	7,5	6,22	20%	21%
32	HP200-L4,5-C75-KR45	414,339	344	7,5	6,22	20%	21%
33	HP200-L4,5-C75-KR128	414,339	344	7,5	6,22	20%	21%
34	HP200-L4,5-C75-KAR13	331,53	344	6	6,22	-4%	-4%
35	HP200-L4,5-C75-KAR45	287,308	344	5,25	6,22	-16%	-16%
36	HP200-L4,5-C75-KAR128	287,308	344	5,25	6,22	-16%	-16%
37	W150-L3,5-C25-KR13	659,702	648	14,5	13,45	2%	8%
38	W150-L3,5-C25-KR45	659,702	648	14,5	13,45	2%	8%
39	W150-L3,5-C25-KR128	659,702	648	14,5	13,45	2%	8%
40	W150-L3,5-C25-KAR13	598,75	648	12	13,45	-8%	-11%

Continua

Continuação

Nº	Referência	θ_{crit} (°C)	θ_{crit} (°C)	t_{crit} (min)	t_{crit} (min)	% erro	% erro
		Ansys	NBR 14323:201	Ansys	NBR 14323:201	θ_{crit}	t_{crit}
41	W150-L3,5-C25-KAR45	598,75	648	12	13,45	-8%	-11%
42	W150-L3,5-C25-KAR128	598,75	648	12	13,45	-8%	-11%
43	W150-L3,5-C50-KR13	546,259	537,5	10,5	9,77	2%	7%
44	W150-L3,5-C50-KR45	546,259	537,5	10,5	9,77	2%	7%
45	W150-L3,5-C50-KR128	546,259	537,5	10,5	9,77	2%	7%
46	W150-L3,5-C50-KAR13	480,072	537,5	8,75	9,77	-11%	-10%
47	W150-L3,5-C50-KAR45	468,597	537,5	8,5	9,77	-13%	-13%
48	W150-L3,5-C50-KAR128	468,597	537,5	8,5	9,77	-13%	-13%
49	W150-L3,5-C75-KR13	432,064	344	7,75	5,93	26%	31%
50	W150-L3,5-C75-KR45	432,064	344	7,75	5,93	26%	31%
51	W150-L3,5-C75-KR128	432,064	344	7,75	5,93	26%	31%
52	W150-L3,5-C75-KAR13	335,627	344	6	5,93	-2%	1%
53	W150-L3,5-C75-KAR45	290,699	344	5,25	5,93	-15%	-11%
54	W150-L3,5-C75-KAR128	290,699	344	5,25	5,93	-15%	-11%
55	W150-L4,5-C25-KR13	654,539	629,6	14,25	12,68	4%	12%
56	W150-L4,5-C25-KR45	654,539	629,6	14,25	12,68	4%	12%
57	W150-L4,5-C25-KR128	654,539	629,6	14,25	12,68	4%	12%
58	W150-L4,5-C25-KAR13	567,683	629,6	11	12,68	-10%	-13%
59	W150-L4,5-C25-KAR45	567,683	629,6	11	12,68	-10%	-13%
60	W150-L4,5-C25-KAR128	567,683	629,6	11	12,68	-10%	-13%

Fonte: Autora

Ao analisar os resultados de pilares sem restrição axial, em que não há variação da força aplicada no pilar, observa-se que os valores obtidos pela ABNT NBR 14323:2013 ficaram a favor da segurança, enquanto que ao considerar restrição axial e rotacional os valores obtidos na norma ficaram contra a segurança.

Para os pilares com ambas as restrições, os valores de temperatura crítica e tempo crítico obtidos pela norma são similares aos valores obtidos pela análise numérica elaborada no ANSYS. Porém, nota-se que para baixos valores de esbeltez, os resultados são mais próximos, e para valores de esbeltez mais elevados a norma apresenta maior resistência ao fogo em relação à análise numérica. Embora os valores contra a segurança não sejam exagerados (entre 3 % e 19 % para t_{cr}), eles são preocupantes e merecem, no futuro, uma análise mais ampla.

Uma situação semelhante pode ser verificada na Tabela 5.3 que mostra uma comparação, realizada por Correia (2011), entre os resultados obtidos numericamente por meio do ABAQUS para pilares com restrição infinita e os resultados obtidos segundo a EN 1993-1-2:2005. Nota-se que, assim como verificado na Tabela 5.2, o aumento da esbeltez provocou um aumento na diferença dos resultados, apresentando, na maioria dos casos, valores de temperatura crítica e tempo crítico obtidos pela norma maiores que os valores obtidos pelo ABAQUS. Entretanto, verifica-se que, em alguns casos, mesmo a norma apresentando maiores valores de temperatura crítica em relação aos valores obtidos numericamente, o tempo crítico correspondente foi menor. Acredita-se que esse fato ocorreu devido à uma diferença na evolução da temperatura do aço entre os dois modelos considerados, porém, essa comparação não foi apresentada por Correia (2011).

Tabela 5.3 – Comparação da temperatura crítica e do tempo crítico obtidos por meio do ABAQUS e da EN 1993-1-2 (2005), segundo Correia (2011)

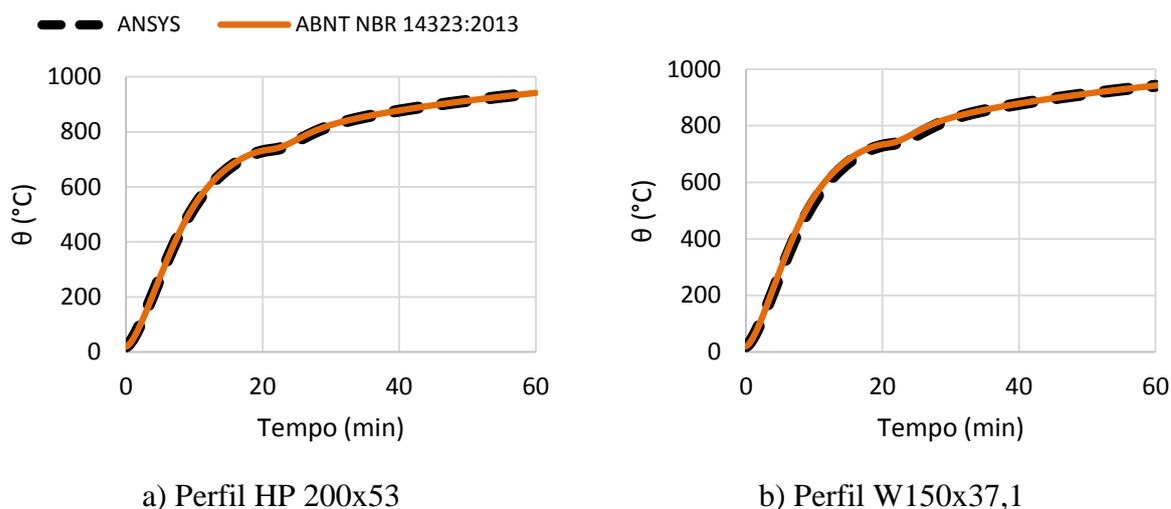
Nível de carregamento	Força (kN)	Comprimento (m)	Esbeltez	ABAQUS θ_{cr} (°C)	EN1993-1-2 θ_{cr} (°C)	ABAQUS t_{cr} (min)	EN1993-1-2 t_{cr} (min)	% erro θ_{cr}	% erro t_{cr}
30%	495,68	2,5	35,1	602	635	12,7	11,6	-5%	9%
	428,49	3,6	50,6	569	625	11,1	11	-9%	1%
	359,47	4,65	65,4	545	617	10,1	10,8	-12%	-6%
	293,48	5,6	78,7	529	614	9,5	10,7	-14%	-11%
	254,77	6,4	90	524	608	9,3	10,6	-14%	-12%
50%	826,14	2,5	35,1	529	557	10,1	9,1	-5%	11%
	714,16	3,6	50,6	507	550	9,1	8,9	-8%	2%
	599,11	4,65	65,4	463	544	8	8,7	-15%	-8%
	489,13	5,6	78,7	430	543	7,3	8,7	-21%	-16%
	424,61	6,4	90	428	537	7	8,6	-20%	-19%
70%	1156,59	2,5	35,1	460	490	8,3	7,6	-6%	9%
	998,82	3,6	50,6	433	478	7,5	7,3	-9%	3%
	838,75	4,65	65,4	356	464	6	7	-23%	-14%
	684,78	5,6	78,7	301	461	5	7	-35%	-29%
	594,46	6,4	90	261	438	4,4	6,6	-40%	-33%

Fonte: Correia (2011) – Modificada pela autora

Os resultados da elevação da temperatura média da seção transversal do pilar de perfil HP 200x53 e W150x37,1, quando exposta ao incêndio-padrão por todos os lados, obtidos neste

trabalho via simulação numérica com o *ANSYS* e via formulação presente na ABNT NBR 14323:2013 estão apresentados na Figura 5.15.

Figura 5.15 – Elevação da temperatura do aço obtida via *ANSYS* e via formulação da ABNT NBR 14323:2013



Fonte: Autora

Na elaboração da análise térmica no *ANSYS*, onde foi utilizado o elemento finito SURF 152 com a opção de nó extra para representar a temperatura do ambiente, considerou-se um nó para cada mesa e outro nó para a alma, todos próximos ao elemento. Tal aspecto torna desconsiderável a influência do efeito de sombreamento, portanto, o cálculo da evolução da temperatura do aço de acordo com a ABNT NBR 14323:2013 utilizou o fator de correção K_{sh} igual a 1 e o fator de massividade foi calculado com o perímetro total da seção transversal. É possível observar uma boa aproximação entre os resultados obtidos.

6 CONCLUSÕES

O presente trabalho apresentou um estudo sobre o comportamento de pilares de aço com seção I em situação de incêndio sob compressão centrada, com restrição axial e rotacional, analisando de forma isolada cada restrição, ambas as restrições e nenhuma restrição.

Foram elaborados modelos numéricos em elementos finitos utilizando o programa computacional *ANSYS v17.0*, para representar o comportamento não linear, geométrico e do material, do pilar restringido a elevadas temperaturas. A não linearidade do material foi contemplada por meio de uma curva multilinear para representar a relação tensão *versus* deformação para diversos níveis de temperatura variando entre 20 °C e 1200 °C, e para considerar a não linearidade geométrica, imperfeições geométricas iniciais foram implementadas por meio de uma análise de instabilidade. Para validar a estratégia considerada, os resultados obtidos na análise térmica e na análise termoestrutural foram comparados com a análise experimental realizada por Correia (2011). Como resultado, o modelo numérico representou de forma satisfatória o campo térmico e o comportamento estrutural do modelo utilizado para validação.

Foi realizada uma análise paramétrica considerando dois tipos de perfis brasileiros, dois comprimentos do pilar e três valores de restrição axial e rotacional com o objetivo de estudar a influência do nível de carregamento, da esbeltez e da restrição na resistência ao fogo dos pilares de aço em situação de incêndio. Foram extraídos resultados de deslocamento axial, forças de restrição, deslocamento lateral e momento fletor para cada modelo.

Verificou-se que o nível de carregamento é um parâmetro importante na resistência ao fogo de pilares de aço restringidos axialmente e rotacionalmente, pois quanto maior o carregamento, menor o valor de temperatura crítica e tempo crítico obtidos. Para os pilares analisados, ao aumentar o nível de carregamento de 50% para 75% da força resistente de cálculo à temperatura ambiente foi observado uma redução da temperatura crítica em aproximadamente 100 °C. Em relação à esbeltez do pilar, observou-se que, o aumento da esbeltez resulta em menores valores de temperatura crítica e tempo crítico. Além disso, observou-se que o aumento da rigidez da estrutura em que o pilar está inserido gerou reduções mínimas no valor de temperatura crítica e tempo crítico dos modelos, constatando que a rigidez da estrutura tem pouca influência na resistência de pilares de aço sujeitos a elevadas temperaturas.

Com o objetivo de avaliar a contribuição de cada restrição na resistência dos pilares em incêndio, foram analisados pilares com somente restrição axial, somente restrição rotacional, com ambas as restrições e nenhuma restrição. A idéia de que a restrição axial reduz a resistência e a restrição rotacional a aumenta foi confirmada. Ao comparar a evolução da força de restrição dentre pilares com somente restrição axial e pilares com ambas as restrições, verificou-se que ausência de restrição rotacional reduziu o valor das forças de restrição geradas e o tempo crítico do modelo restringido apenas axialmente. Notou-se ainda que, dentre os modelos considerados, os pilares com somente restrição axial possuíram o menor valor de tempo crítico, enquanto os modelos com somente restrição rotacional apresentaram o maior valor. Aparentemente, os pilares que possuem ambas as restrições apresentaram resistência ao fogo igual à média das resistências entre os pilares com restrição isolada, entretanto são necessárias maiores análises para confirmação.

Os resultados obtidos numericamente para pilares com restrição axial e rotacional e pilares com somente restrição rotacional foram comparados a resultados obtidos analiticamente por meio da ABNT NBR 14323:2013 de modo a analisar se a formulação presente na norma, que não considera restrições, apresenta diferenças significativas no cálculo da resistência. Optou-se por analisar apenas esses modelos pois os mesmos apresentam as mesmas condições de apoio, logo, os valores de tempo crítico e temperatura crítica calculada segundo a norma seria igual para ambos. Assim foi possível comparar a resistência de pilares em que a força aplicada varia com o tempo, situação não considerada pela norma, e pilares sem variação da força inicialmente aplicada, situação similar à adotada na norma.

Observou-se primeiramente, que, para pilares com ambas as restrições, o aumento da esbeltez do pilar gerou maior diferença entre os resultados comparados. Notou-se também que, nos modelos sem restrição axial, os resultados obtidos analiticamente foram a favor da segurança, ou seja, a norma apresentou menores valores de tempo crítico e temperatura crítica em relação aos valores obtidos numericamente. Ao considerar restrição axial e rotacional de forma simultânea nos pilares, os resultados numéricos foram menores que os obtidos analiticamente, logo, a norma foi contra a segurança. Embora tais diferenças não tenham sido exageradas, como trabalhos futuros sugere-se uma análise mais ampla, por exemplo, com outros perfis.

A análise de estruturas em situação de incêndio considerando restrição axial e rotacional necessita de maior aprofundamento sobre a influência da rigidez das estruturas adjacentes na

resistência ao fogo de cada elemento de um edifício. Assim, sugere-se como propostas futuras os seguintes temas:

- ✓ Análise numérica de pilares com ambas as restrições, modelando toda a estrutura em que ele está inserido;
- ✓ Análise de pilares restringidos axialmente e rotacionalmente em contato com paredes de alvenaria;
- ✓ Análise de pilares mistos de aço e concreto com restrição axial e rotacional;
- ✓ Análise de pilares com perfis tubulares com restrição axial e rotacional;
- ✓ Análise de vigas com restrição axial e rotacional.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALI, F.A.; O'CONNOR, D. J. Structural performance of rotationally restrained steel columns in fire. *Fire Safety Journal* 36: 679-691, (2001).

ALI, F.A.; SHEPHERD, P.; RANDALL, M.; SIMMS, I.W.; O'CONNOR, D. J.; BURGESS, I. *The effect of axial restraint on the fire resistance of steel columns*. *Journal of Constructional Steel Research* 46: 305–306, (1998).

ALI, F.A.; SIMMS, I.W.; O'CONNOR, D. J. *Behaviour Of Axially Restrained Steel Columns During Fire*. *Fire Safety Science* 5: 1105-1116, (1997).

ALMEIDA, S.J.C. Análise do comportamento a temperaturas elevadas de elementos de aço formados a frio comprimidos considerando restrição ao alongamento térmico. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, (2012).

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 8800:2008 *Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios*. Rio de Janeiro, (2008).

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 14323:2013 *Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio*. Rio de Janeiro, (2013).

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 14432: 2001. *Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações*. Rio de Janeiro, (2001).

AZEVEDO, M. S.; FERREIRA, W. G.; SILVA, V. P. *Determinação da temperatura em pilares de aço externos a edificações em situação de incêndio*. Anais das XXXII Jornadas Sul-americanas de Engenharia Estrutural, Campinas 2006:1320-1329, (2006).

AZEVEDO, M. S. *Determinação da temperatura em elementos estruturais de aço externos a edificações em situação de incêndio*. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Espírito Santo, (2005).

BAILEY, C. G.; MOORE D. B. LENNON. The structural behavior of steel columns during a compartment fire in a multi-storey braced steel-frame. *Journal of constructional research* 52: 137-157, (1999).

BAILEY, C. G. The influence of thermal expansion of beams on the structural behavior of columns in steel-framed structures during a fire. *Engineering structures* 22: 755-768, (2000).

BUCHANAN, A. H. *Structural Design for Fire Safety*. 1. ed. New Zealand: Wiley & Sons, (2001).

CORREIA, A. J. P. M. *Fire resistance of steel and composite steel-concrete columns*. Coimbra. Tese (Doutorado). Departamento de Engenharia Civil – Faculdade de Ciências e Tecnologia – Universidade de Coimbra, (2011).

CORREIA, A. J. M.; RODRIGUES, J. P. C. *Análise experimental da resistência ao fogo de pilares de aço com dilatação térmica restringida*. VII Congresso de Construção Metálica e Mista – Construção Metálica e Mista, Lisboa, (2009).

CORREIA, A. J. M.; RODRIGUES, J. P. C. *Estudo paramétrico do comportamento de pilares de aço sujeitos a incêndio*. VIII Congresso de Construção Metálica e Mista – Construção Metálica e Mista, Lisboa, (2011).

DORR, J. B. *Modelos numéricos de pilares de aço em situação de incêndio considerando a influência da restrição axial*. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, (2010).

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EN 1993 1-2:2005 Eurocode 3 - *Design of steel structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design*. Brussels, (2005).

FRANSSEN, J. M. Failure temperature of a system comprising a restrained column submitted to fire. *Fire Safety Journal* 34: 191-207, Elsevier, (2000).

GUSMÕES, E. Z.; SILVA, V. P.; MUNAIAR NETO, J. *Sobre a temperatura de perfis de aço sem revestimento contra fogo em situação de incêndio*. *Revista da Estrutura de Aço*, v.1, p. 133-146, Rio de Janeiro, (2012).

HOLMAN, J. P. *Transferência de Calor*. 1. ed. São Paulo. McGraw-Hill do Brasil, (1983).

HUANG, Z. F.; TAN, K. H. Structural responses of restrained steel columns at elevated temperatures. Part 2: FE simulation with focus on experimental secondary effects. *Engineering structures*. 29:2036-2047, (2007).

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. Fire-resistance tests – Elements of building construction – Part 1: General requirements. ISO 834-1:199, (1999).

KAVAMURA, E.E. *Estudo do comportamento termo-estrutural bidimensional de barragens e concreto utilizando o Método dos Elementos Finitos*. Dissertação (Mestrado) —Programa de Pós-Graduação em Métodos Numéricos em Engenharia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, (2005).

KERN, D. Q. *Processos de Transmissão de Calor*. Rio de Janeiro. Editora Guanabara Dois, (1982).

KIMURA, E. F. A. *Análise termo-estrutural de pilares de aço em situação de incêndio*. São Carlos. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, (2009).

KREITH, F. *Princípios da transmissão de calor*. São Paulo. Edgard Blücher, (1977).

MAGGI, Y. I. *Análise do comportamento estrutural de ligações parafusadas viga-pilar com chapa de topo estendida*. São Carlos. Tese (Doutorado). Escola de engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, (2004).

MELÃO, A. R. *Sobre perfis I de aço em situação de incêndio paramétrico*. Dissertação de mestrado apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. 2016 (no prelo)

NEVES, I. C. The critical temperature of steel columns with restrained thermal elongation. *Fire Safety Journal*, 24:211-227, Elsevier Science, (1995).

NEVES, I. C.; VALENTE, J. C.; RODRIGUES, J. P. C. *Thermal restraint and fire resistance of columns*. Fire Safety Journal 37: 753-771, (2002).

POH, K. AND BENNETTS, I. *Behavior of Steel Columns at Elevated Temperatures*. Journal of Structural Engineering, 121: 676–684, (1995).

REGOBELLO, R. *Análise numérica de seções transversais e de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto em situação de incêndio*. São Carlos. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, (2007).

RODRIGUES, J. P. C.; NEVES, I. C.; VALENTE, J. C. Experimental research on the critical temperature of compressed steel elements with restrained thermal elongation. Fire Safety Journal 35: 77-98, (2000).

SHEPHERD, P. G. AND BURGESS, I. W. *On the buckling of axially restrained steel columns in fire*. Engineering Structures, 33: 2832-2838, (2011).

SILVA, V. P. *Estruturas de aço em situação de incêndio*. 170p. Tese (Doutorado). Departamento de Estruturas e Fundações da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, (1997).

SILVA, V.P.; CORREIA, A.M.; RODRIGUES, J.P. *Simulação do comportamento a fogo de pilares de aço em contato com alvenaria*. Jornadas Sudamericanas de Ingenieri Estructuras, 33, Santiago 2008. Anais, (2008).

TAN, K. H.; TOH, W. S.; HUANG, Z. F.; PHNG, G. H. *Structural responses of restrained steel columns at elevated temperatures. Part 1: Experiments*. Engineering structures. 29: 1641-1652, (2007).

TAN, K. H.; YUAN, W. F. Buckling of elastically restrained steel columns under longitudinal non-uniform temperature distribution. Journal of constructional steel research. 64: 51-61, (2008).

VALENTE J.C.; NEVES I.C. *Fire Resistance of Steel Columns with Elastically Restrained Axial Elongation and Bending*. Journal of Constructional Steel Research. 52: 319-331, (1999).

VARGAS, M.R.; SILVA, V.P. *Resistência ao Fogo das Estruturas de Aço*. 1. ed. Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro de Siderurgia – IBS / Centro Brasileiro da Construção em aço – CBCA, (2003).

VELARDE, J. S. S. *Sobre o comportamento de pilares de aço em situação de incêndio*. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, (2008).

WANG, Y. C.; DAVIES, J. M. An experimental study of non-sway loaded and rotationally restrained steel column assemblies under fire conditions: analysis of test results and design calculations. Journal of Constructional Steel Research 59: 291-313, (2003).

WANG, Y. C. *Steel and composite structures, behaviour and design for fire safety*. Londres, Spon Press, (2002).

WEBBER, A.; ORR, J. J.; SHEPHERD, P.; CROTHERS, K. *The effective length of columns in multi-storey frames*. Engineering Structures 102, (2015).

ZHANG, C.; GROSS, J.L.; MCALLISTER, T.P.; LI, G.Q. *Behavior of unrestrained and restrained steel columns subjected to localized fire*. *Jornal of Structural Engineering* 141, (2015).

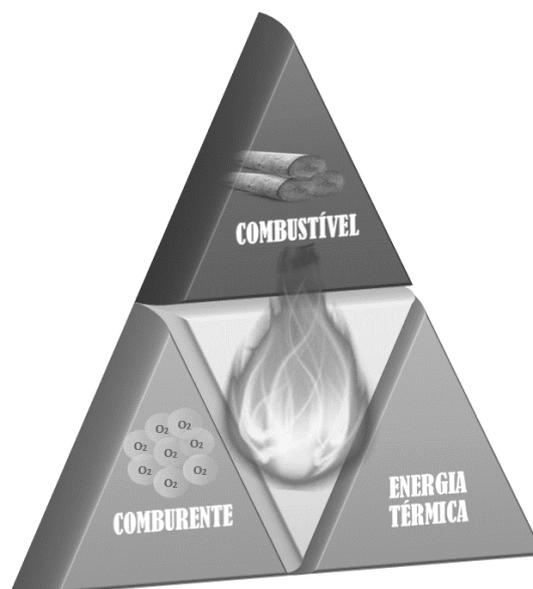
ANEXO A - CARACTERÍSTICAS DO INCÊNDIO

A.1 Conceitos gerais sobre incêndio

Cada incêndio representa uma situação única, sendo a evolução da temperatura no tempo dependente de um número elevado de fatores que se inter-relacionam e são características de um determinado ambiente.

Os incêndios são fenômenos aleatórios e sua ocorrência depende da existência de três elementos: material oxidável (combustível), material oxidante (comburente) e fonte de ignição (energia térmica).

Figura A.1 - Triângulo do fogo.



Fonte: Autora

Esses três elementos podem ser associados em um triângulo conhecido como *triângulo do fogo*, conforme Figura A.1.

O Combustível é capaz de reagir com o comburente, em geral o oxigênio, numa reação de combustão e pode ser sólido, líquido ou gasoso. O Comburente é o material gasoso que pode

reagir com um combustível produzindo a combustão. A fonte de ignição é o agente que dá início ao processo de combustão, introduzindo na mistura combustível/comburente, a energia mínima inicial necessária. As fontes de ignição mais comuns nos incêndios são: chamas, superfícies aquecidas, fagulhas, centelhas, arcos elétricos além dos raios, que são uma fonte natural de ignição. Eliminando-se um desses três elementos, o incêndio não ocorrerá.

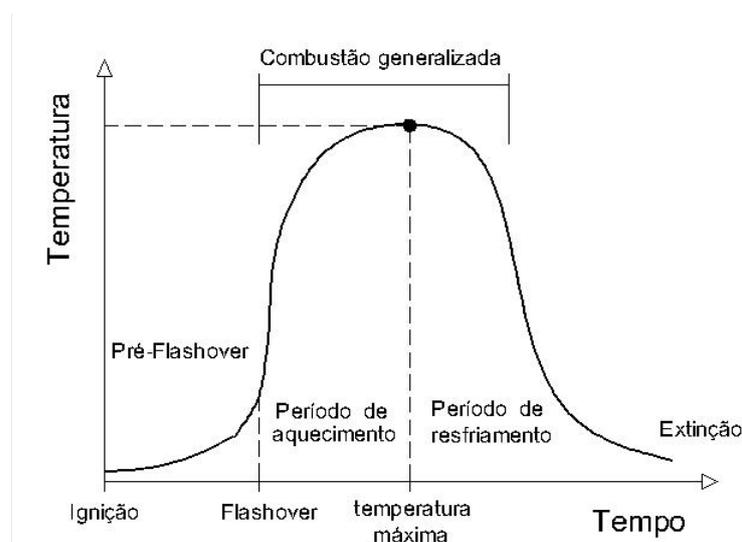
Segundo Vargas e Silva (2003), diversos fatores influenciam na severidade de um incêndio. Os principais fatores são a quantidade, o tipo e o posicionamento da carga de incêndio; as características físicas do edifício (que definem a compartimentação dos ambientes e, conseqüentemente, o risco de incêndio); as condições de ventilação do ambiente; as propriedades térmicas dos materiais que constituem a estrutura e o sistema de segurança contra incêndio.

A.2 Desenvolvimento do incêndio

A principal característica de um incêndio, no que concerne ao estudo das estruturas, é a curva que fornece a temperatura dos gases em função do tempo de incêndio. Essa curva apresenta diretrizes para o dimensionamento de estruturas sob a ação térmica, pois a partir dela é possível calcular a máxima temperatura atingida pelas peças estruturais e a sua correspondente resistência às altas temperaturas.

A Figura A.2 descreve a curva de incêndio real que, segundo Buchanan (2001), é constituída por 5 principais períodos: Inicial, Pré-Flashover, Flashover e Combustão generalizada. No período inicial de um incêndio existe um potencial de aquecimento do combustível que está tomando conta do ambiente. A ignição é caracterizada pelo início da combustão, estabelecendo uma reação de combustão auto sustentável. O incêndio começa então a se espalhar lentamente, inicialmente na superfície do combustível, e uma quantidade significativa de fumaça é produzida, indicando o período de pré-flashover. O flashover é o ponto de transição para o período de combustão mais forte, demonstrado no gráfico temperatura-tempo pelo ponto onde se aumenta a inclinação. A partir desse ponto, o incêndio se desenvolve rapidamente, passando de superficial para volumétrico e provocando a ignição espontânea dos materiais combustíveis do ambiente. Esse período é chamado de combustão generalizada, onde as temperaturas no ambiente são elevadas e as taxas de produção de calor são muito altas.

Figura A.2- Curva temperatura-tempo de um incêndio



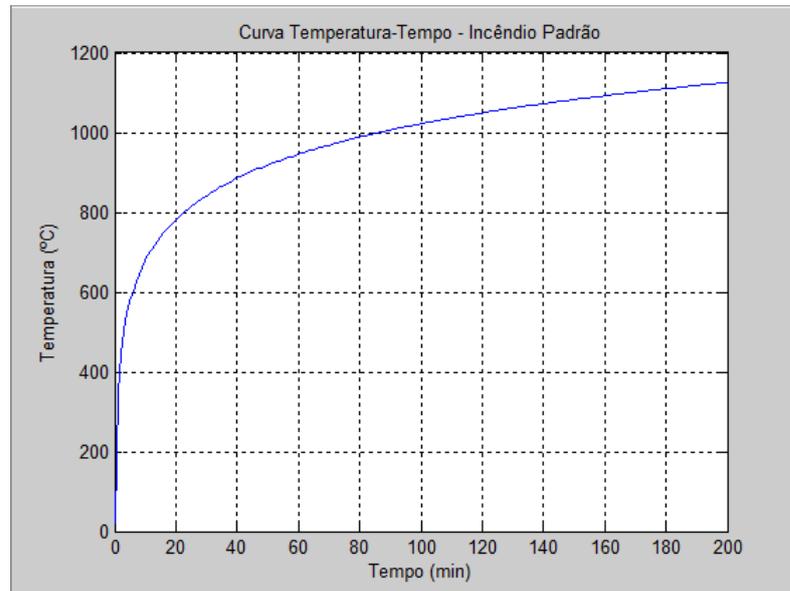
Fonte: BUCHANAN (2001)

A.3 Incêndio-padrão

A caracterização de um incêndio por meio de curvas temperatura-tempo geralmente é difícil uma vez que existe grande variabilidade dos parâmetros que neles influem. Os primeiros ensaios de resistência ao fogo de elementos estruturais, realizados nos Estados Unidos no início do século XX, levaram a uma curva temperatura-tempo característica conhecida como *incêndio-padrão*. Essa curva foi adotada pela ABNT NBR 14323:2013 e está ilustrada na Figura A.3.

Incêndio-padrão é um modelo de incêndio para o qual se admite que a temperatura dos gases do ambiente em chamas respeite as curvas padronizadas para ensaio.

Figura A.3 - Curva de Incêndio-Padrão



Fonte: Autora.

Segundo a ABNT NBR 14432: 2001, incêndio-padrão é a elevação padronizada de temperatura em função do tempo, dada pela equação $\theta_g = \theta_o + 345 \log(\delta t + 1)$ em que o t é o tempo expresso em minutos, θ_o é a temperatura do ambiente antes do início do aquecimento, em graus Celsius, geralmente tomada igual a 20°C, e θ_g é a temperatura dos gases, em graus Celsius, no instante t .

De acordo com Silva (1997), a principal característica dessas curvas é possuir apenas um ramo ascendente, o que admite que a temperatura dos gases seja sempre crescente com o tempo e independente das características do ambiente, tais como, as dimensões do compartimento e as condições de ventilação, e da carga de incêndio.

Embora não represente o desenvolvimento de um incêndio real, convencionou-se adotar a curva de incêndio-padrão como modelo para análise experimental de estruturas, de materiais de proteção térmica, de portas corta-fogo, etc.

A.4 Incêndio natural

É o incêndio em que se admite que a temperatura dos gases respeite as curvas temperatura-tempo naturais, construídas a partir de ensaios experimentais, ou modelos matemáticos aferidos a ensaios, de incêndios que simulam o mais próximo possível a situação real de um compartimento em chamas. Os ensaios são realizados em compartimentos com aberturas (janelas), nos quais o incêndio ocorre sem possibilidade de propagação para fora dos mesmos devido a características do compartimento tais como isolamento térmico, estanqueidade e resistência dos elementos de vedação.

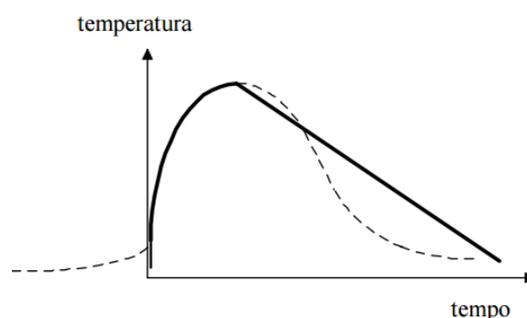
Os resultados desses ensaios demonstram que as curvas temperatura-tempo de um incêndio natural compartimentado dependem da carga de incêndio, do grau de ventilação e das características térmicas do material componente da vedação.

Essa curva representa uma simplificação das condições de incêndio real, desconsiderando a fase de ignição e ajustando a fase de resfriamento por uma reta.

A principal característica dessas curvas é a de possuírem um ramo ascendente, fase de aquecimento, e um ramo descendente, fase de resfriamento. Admite, portanto, que os gases que envolvem o fogo não têm sua temperatura sempre crescente com o tempo, conforme a

Figura A.4.

Figura A.4 - Curva Temperatura-tempo conforme modelo de incêndio natural



Fonte: SILVA (1997).

ANEXO B - ELEVAÇÃO DA TEMPERATURA DO AÇO EXPOSTO AO INCÊNDIO

B.1 Mecanismos de transferência de calor

A transferência de calor pode ser definida como a ciência que estuda as transferências de energia entre regiões com diferença de temperatura. Essa energia transferida é definida como calor. A Figura B.1 mostra os três modos distintos de transmissão de calor: condução, radiação e convecção.

Figura B.1 - Mecanismos de transmissão de calor em edifício em chamas.



Fonte: Autor

a) Condução

Condução é um mecanismo de transferência de calor em que a energia é transmitida de uma região de alta temperatura para outra de baixa temperatura por comunicação molecular direta dentro de um meio ou entre meios diferentes em contato físico direto. Segundo Kreith(1977), a relação básica para a transmissão de calor por condução, proposta pelo cientista J.B.J

Fourier em 1822, estabelece que o calor transmitido por condução por unidade de tempo em um material é igual ao produto da condutividade térmica do material, da área da seção perpendicular à direção do fluxo de calor por condução e do gradiente de temperatura na seção. Assim, a equação elementar para condução unidimensional em regime permanente (a temperatura não varia com o tempo), conhecida como lei de Fourier, é descrita na equação B.1.

$$\dot{Q}_k = \lambda A \left(-\frac{d\theta}{dx} \right) \quad (\text{B.1})$$

onde:

\dot{Q}_k é o fluxo de calor por condução (W);

λ é a condutividade térmica do material (W/m°C);

A é a área da seção atravessada pelo calor (m²);

$d\theta/dx$ é o gradiente de temperatura.

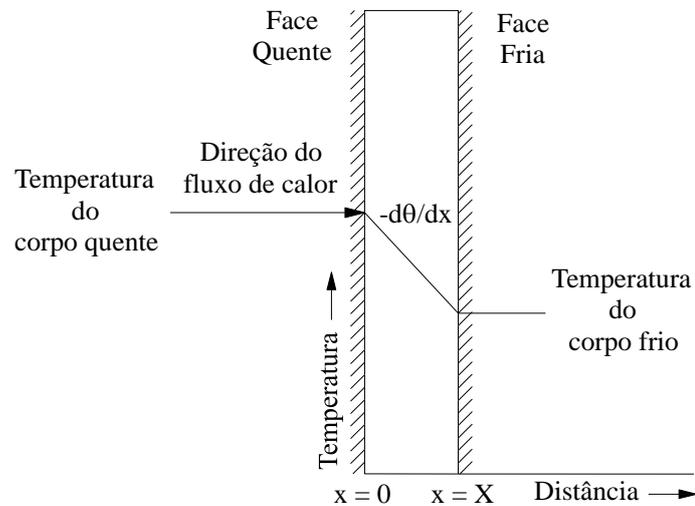
θ é a temperatura em qualquer parte da parede.

x é a espessura da parede na direção do fluxo de calor.

O gradiente de temperatura é a razão de variação da temperatura com a distância, na direção do fluxo de calor. Pela 2ª lei da termodinâmica, o calor irá fluir de pontos com temperaturas mais altas para os pontos de temperaturas mais baixas. Assim, quando o fluxo de calor for positivo, o gradiente de temperatura será negativo, como ilustrado na Figura B.2.

A condutividade térmica (λ) é uma propriedade do material e indica a quantidade de calor que irá fluir por uma área unitária com gradiente de temperatura unitário. A Tabela B.1 apresenta valores de condutividade térmica de alguns materiais utilizados na construção.

Figura B.2 - Fluxo de calor através de uma parede



Fonte: KERN, 1982

A equação B.1 representa uma transferência de calor por condução unidimensional em regime permanente, ou seja, quando a temperatura não varia com o tempo. Entretanto, na situação em estudo, o fluxo de calor é transitório, ou não-permanente, pois a temperatura em vários pontos varia com o tempo. Essa situação está representada pela equação B.2.

$$\rho c \frac{d\theta}{dt} = \frac{d}{dx} \left(\lambda \frac{d\theta}{dx} \right) \quad (\text{B.2})$$

onde:

ρ é a massa específica do material (kg/m^3);

c é o calor específico do material ($\text{J/kg}^\circ\text{C}$);

λ é a condutividade térmica do material ($\text{W/m}^\circ\text{C}$).

Tabela B.1 - Condutividade Térmica de Alguns Materiais Utilizados na Construção

Material	Temperatura θ (°C)	Condutividade Térmica λ (W/m°C)
Alumínio	20	164
Aço carbono (C \approx 1,0%)	20	43
Cobre puro	20	386
Asfalto	20-55	0,74-0,76
Tijolo	20	0,69
Argamassa	23	1,16
Concreto	20	1,37
Vidro	20	0,78
Emboço, gesso	20	0,48
Madeira Pinho (perpendicular ao sentido da fibra)	23	0,11
Lã de rocha (não compactada)	32	0,04

Fonte: HOLMAN(1983)

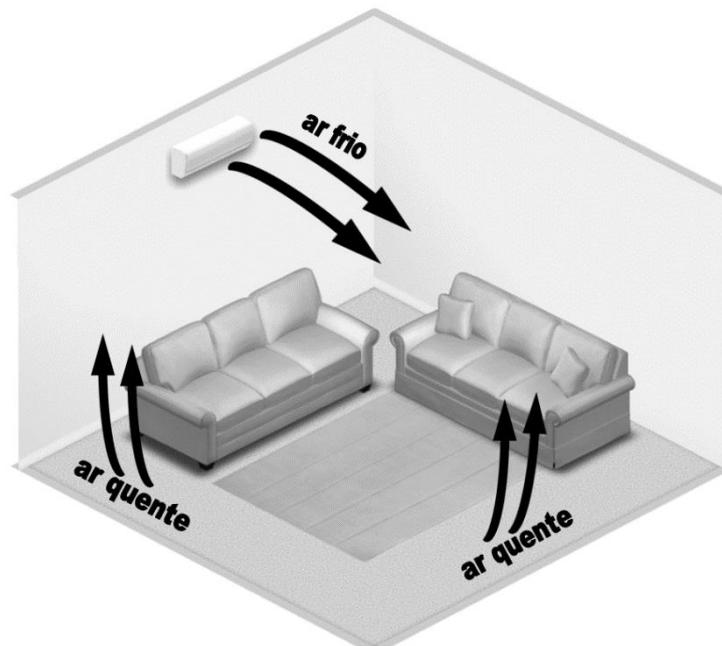
b) Convecção

Segundo Kreith (1977), convecção consiste em um transporte de energia que ocorre na direção de um gradiente de temperatura por movimento de fluidos, gases ou líquidos. É importante principalmente como mecanismo de transferência de energia entre uma superfície sólida e um líquido ou um gás.

O processo de transmissão de calor entre uma porção quente e uma quantidade fria de um fluido por convecção ocorre em várias etapas. Inicialmente, a energia fluirá por condução transferindo o calor das partículas superficiais do fluido para as partículas adjacentes, aumentando a temperatura e a energia interna dessas partículas. Então as partículas fluidas se movimentarão para uma região de menor temperatura no fluido, se misturando e transferindo sua energia para outras partículas fluídas. Esse processo de mistura gera um fluxo de fluido e de energia.

A transferência de calor por convecção é um importante fator na propagação da chama, no transporte ascendente da fumaça e na permanência dos gases quentes no teto ou para fora das janelas do compartimento incendiado. A Figura B.3 ilustra a transferência de calor por convecção.

Figura B.3 - Movimentação de ar em uma sala devido as correntes convectivas



Fonte: Autor

Devido à maior densidade do ar frio, no verão, o ar refrigerado deve estar localizado na parte superior do cômodo, para que ele desça e provoque a circulação do ar. No inverno, o ar quente deve ser introduzido pela parte inferior do cômodo, pois possui menor densidade, então irá subir e provocar a circulação do ar. Esse processo é denominado de convecção natural, pois o processo de mistura resulta apenas da diferença de densidade causada pelos gradientes de temperatura. Caso o movimento de mistura for induzido por um agente externo, como uma bomba ou um ventilador, denomina-se convecção forçada.

De acordo com Kreith (1977), o cientista inglês Isaac Newton em 1701 propôs uma relação que permite calcular o calor transmitido por unidade de tempo por convecção entre uma superfície e um fluido, como mostrado na equação B.3.

$$\dot{Q}_c = \alpha_c A (\theta_g - \theta_a) \quad (\text{B.3})$$

onde:

\dot{Q}_c é o fluxo de calor por convecção (W);

α_c é o coeficiente de transferência de calor por convecção (W/m²°C);

A é a área da seção atravessada pelo calor (m²);

θ_g é a temperatura dos gases quentes (°C);

θ_a é a temperatura da placa de aço (°C).

Como a convecção é um fenômeno bastante complexo, é difícil avaliar o coeficiente de transferência de calor por convecção, pois ele depende da geometria da superfície, da velocidade, das propriedades físicas do fluido e, frequentemente, da diferença de temperatura.

A Tabela B.2 apresenta os valores típicos da ordem de grandeza dos coeficientes médios de transmissão de calor por convecção encontrados na prática.

Tabela B.2 - Ordem de grandeza dos coeficientes de transmissão de calor por convecção

	W/m ² °C
Ar, convecção natural	5 – 25
Vapor ou ar superaquecido, convecção forçada	25 – 250
Óleo, convecção forçada	50 – 1 500
Água, convecção forçada	250 – 10 000
Água. Em ebulição	2 500 – 50 000
Vapor, em condensação	5 000 – 100 000

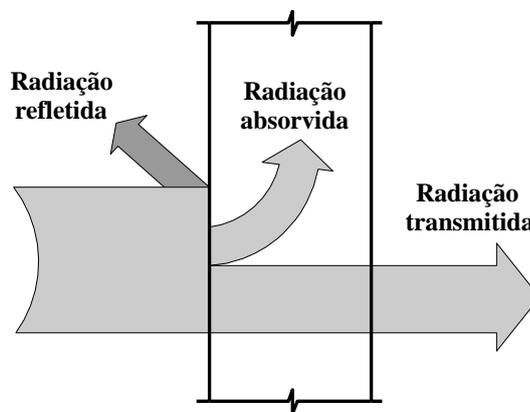
Fonte: Kreith, 1977.

c) Radiação

O processo de transmissão de calor por radiação ocorre de um corpo a alta temperatura para outro com baixa temperatura quando estes corpos estão separados no espaço, mesmo que haja um vácuo entre eles, segundo Kreith (1977).

A transmissão de calor pode acontecer através de um meio material estático, como é a situação da condução ou pode acontecer por um meio material em movimento, como é a convecção. A transmissão de calor por radiação é um mecanismo que não necessita de um meio material pois é feita por meio de ondas eletromagnéticas que podem viajar no vácuo. A radiação é mais eficiente no vácuo, já que a existência de um meio material a ser atravessado implica na dissipação da energia trocada entre dois corpos afastados. A radiação quando atinge um corpo receptor parte é refletida, parte é absorvida e parte é transmitida conforme Figura B.4.

Figura B.4- Distribuição da radiação incidente.



Fonte: AZEVEDO (2005)

Segundo Buchanan (2001), A radiação é muito importante nos incêndios porque é o principal mecanismo de transferência de calor das chamas para a superfície do combustível. A transferência de calor radiante em um ponto da superfície radiante é dada pela equação B.4.

$$\dot{Q}_r = \phi \varepsilon_e \sigma A (\theta_e + 273,15)^4 \quad (\text{B.4})$$

onde:

\dot{Q}_r é o fluxo de calor por radiação (W);

ϕ é o fator de configuração;

ε_e é a emissividade da superfície radiante;

σ é a constante de Stefan-Boltzmann ($5,67 \times 10^{-8} \text{ W/m}^2\text{°C}$);

A é a área da seção atravessada pelo calor (m^2);

θ_e é a temperatura da superfície emissora ($^{\circ}\text{C}$).

A transferência de calor da superfície radiante para a superfície receptora é dada pela equação B.5.

$$\dot{Q}_r = \phi \varepsilon \sigma A \left[(\theta_e + 273,15)^4 - (\theta_r + 273,15)^4 \right] \quad (\text{B.5})$$

onde:

θ_r é a temperatura da superfície receptora ($^{\circ}\text{C}$);

ε é a emissividade resultante das duas superfícies, dada pela equação B.6.

$$\varepsilon = \frac{1}{\frac{1}{\varepsilon_e} + \frac{1}{\varepsilon_r} - 1} \quad (\text{B.6})$$

onde:

ε_r é a emissividade da superfície receptora.

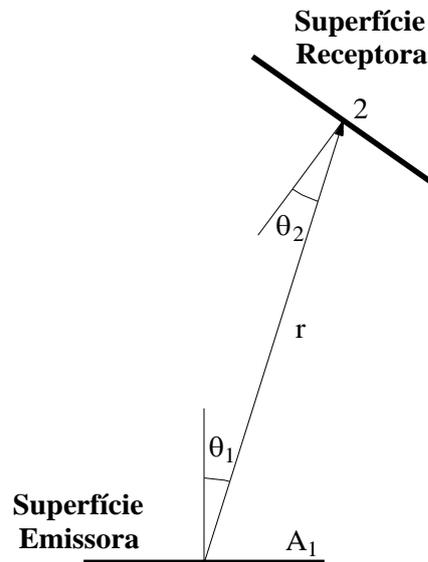
A emissividade ε indica a eficiência da superfície radiante, atribuindo valores entre zero e 1,0. O corpo negro radiante tem a emissividade igual a 1,0. Em situação de incêndio, a maioria das superfícies quentes, partículas de fumaça ou chamas luminosas tem a emissividade entre 0,7 e 1,0. A emissividade pode mudar durante o incêndio; por exemplo o zinco revestido (aço

galvanizado) tem a emissividade muito baixa até a temperatura alcançar aproximadamente 400°C quando o zinco derrete e o aço desencapado está exposto ao fogo.

O fator de configuração ϕ é a medida de quanto o emissor da radiação é visto pela superfície receptora. Em situação geral, como mostrado na Figura B.5, o fator de configuração para a radiação incidente no ponto 2, com distância r da superfície radiante e área A_1 é dado pela equação B.7.

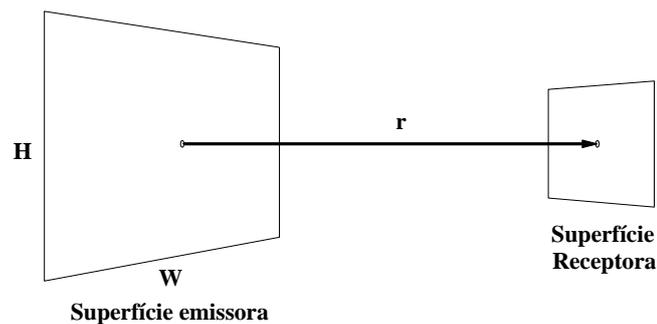
$$\phi = \int_{A_1} \frac{\cos \theta_1 \cos \theta_2}{\pi r^2} dA_1 \quad (\text{B.7})$$

Figura B.5 - Radiação de uma superfície para a outra.



Fonte: BUCHANAN (2001).

Figura B.6 - Superfície emissora e receptora



Fonte: BUCHANAN (2001).

Para o caso particular de duas faces paralelas como mostrado na Figura B.6, o fator de configuração ϕ em um ponto da superfície receptora a uma distância r do centro da superfície retangular que emite a radiação é:

$$\phi = \frac{1}{90} \left[\frac{a}{\sqrt{1+a^2}} \tan^{-1} \left(\frac{b}{\sqrt{1+a^2}} \right) + \frac{b}{\sqrt{1+b^2}} \tan^{-1} \left(\frac{a}{\sqrt{1+b^2}} \right) \right] \quad (\text{B.8})$$

Onde $a = H/2r$, $b = W/2r$, H é a altura do retângulo da superfície radiante e W é a largura do retângulo da superfície radiante.

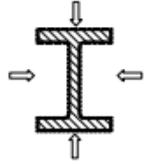
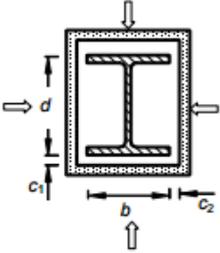
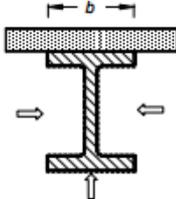
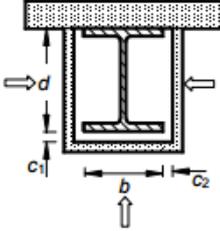
B.2 Fator de massividade

Um conceito bastante importante a ser introduzido é o do fator de massividade, visto que influencia fortemente na temperatura a ser atingida pelo elemento estrutural de aço durante um incêndio. Fator de massividade de um corpo é a relação entre a área exposta ao fogo e o volume aquecido do corpo. Para barras prismáticas, o fator de massividade pode ser expresso pela relação entre o perímetro exposto ao fogo e a área da seção transversal do elemento estrutural. Segundo a ABNT NBR 14323:2013, o índice de aumento de temperatura de um elemento estrutural de aço em incêndio é proporcional ao seu fator de massividade u/A_g , para elementos estruturais de aço sem revestimento contra fogo, ou u_m/A_g , para elementos estruturais envolvidos por material de revestimento contra fogo, onde:

- u é o perímetro exposto ao incêndio do elemento estrutural de aço, expresso em metros (m);
- u_m é o perímetro efetivo do material de revestimento contra fogo, igual ao perímetro da face interna do material de revestimento, limitado às dimensões do elemento estrutural de aço, expresso em metros (m);
- A_g é a área bruta da seção transversal do elemento estrutural, expressa em metros quadrados (m²).

A Figura B.7 e a Figura B.8 fornecem as equações usualmente empregadas para determinação dos fatores de massividade das seções mais comuns na construção civil.

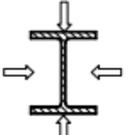
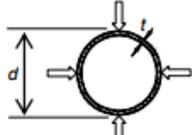
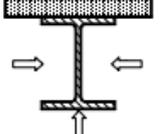
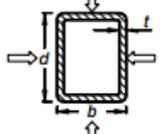
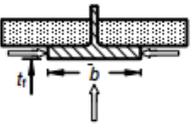
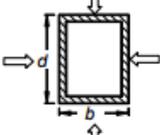
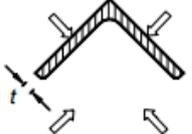
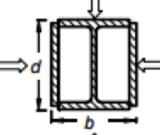
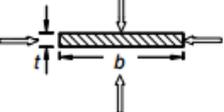
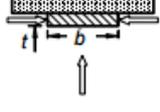
Figura B.7 - Fator de massividade para alguns elementos estruturais com proteção

Situação	Descrição	Fator de massividade (u_m/A_g)
	Seção com revestimento tipo contorno de espessura uniforme, exposta ao incêndio por todos os lados	$\frac{\text{perímetro da seção da peça de aço}}{\text{área da seção da peça de aço}}$
	Seção com revestimento tipo caixa ^a , de espessura uniforme, exposta ao incêndio por todos os lados	$\frac{2(b+d)}{\text{área da seção da peça de aço}}$
	Seção com revestimento tipo contorno de espessura uniforme, exposta ao incêndio por três lados	$\frac{\text{perímetro da seção da peça de aço} - b}{\text{área da seção da peça de aço}}$
	Seção com revestimento tipo caixa ^a , de espessura uniforme, exposta ao incêndio por três lados	$\frac{2d+b}{\text{área da seção da peça de aço}}$

^a Válido apenas para c_1 e c_2 inferiores ou iguais a $d/4$.

Fonte: ABNT NBR 14323:2013.

Figura B.8 - Fator de massividade para alguns elementos estruturais sem proteção

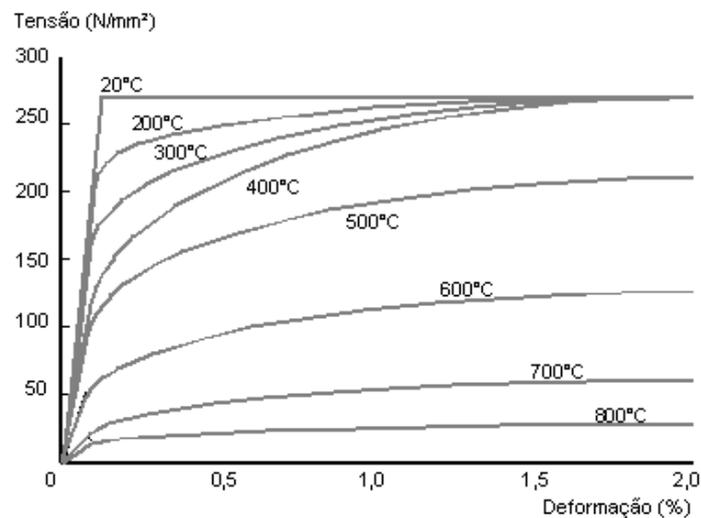
<p>Seção aberta exposta ao incêndio por todos os lados:</p> $\frac{u}{A_g} = \frac{\text{perímetro}}{\text{área da seção transversal}}$ 	<p>Seção tubular de forma circular exposta ao incêndio por todos os lados:</p> $\frac{u}{A_g} = \frac{d}{t(d-t)}$ 
<p>Seção aberta exposta ao incêndio por três lados:</p> $\frac{u}{A_g} = \frac{\text{perímetro exposto ao incêndio}}{\text{área da seção transversal}}$ 	<p>Seção tubular de forma retangular (ou seção-caixão soldada de espessura uniforme) exposta ao incêndio por todos os lados:</p> $\frac{u}{A_g} = \frac{b+d}{t(b+d-2t)}$ 
<p>Mesa de seção I ou H exposta ao incêndio por três lados:</p> $\frac{u}{A_g} = \frac{b+2t_f}{b t_f}$ 	<p>Seção-caixão soldada exposta ao incêndio por todos os lados:</p> $\frac{u}{A_g} = \frac{2(b+d)}{\text{área da seção transversal}}$ 
<p>Cantoneira exposta ao incêndio por todos os lados:</p> $\frac{u}{A_g} = \frac{2}{t}$ 	<p>Seção I ou H com reforço em caixão exposta ao incêndio por todos os lados:</p> $\frac{u}{A_g} = \frac{2(b+d)}{\text{área da seção transversal}}$ 
<p>Chapa exposta ao incêndio por todos os lados:</p> $\frac{u}{A_g} = \frac{2(b+t)}{b t}$ 	<p>Chapa exposta ao incêndio por três lados:</p> $\frac{u}{A_g} = \frac{b+2t}{b t}$ 

Fonte: ABNT NBR 14323: 2013.

B.3. Efeitos do incêndio na estrutura de aço

O aço-carbono, quando exposto a altas temperaturas, apresenta variações de suas propriedades mecânicas e térmicas, causando redução da resistência e do módulo de elasticidade. A perda de resistência do aço com o aumento da temperatura está representada no diagrama de tensão *versus* deformação na Figura B.9.

Figura B.9 - Redução das propriedades tensão *versus* deformação de um aço carbono com o aumento da temperatura



Fonte: EN 1993-1-2:2005

a) Propriedades Mecânicas

D) Resistência ao escoamento e módulo de elasticidade

As características físicas e químicas do aço quando exposto a altas temperaturas degeneram-se causando redução de módulo de elasticidade e de resistência. O módulo de elasticidade se relaciona à rigidez axial e à flexão da peça das quais dependem a sua deformabilidade. A resistência ao escoamento se relaciona à capacidade resistente da peça estrutural aos esforços internos gerados pelo carregamento externo. A Tabela B.3 fornece fatores de redução,

relativos aos valores a 20 °C, da resistência ao escoamento do aço em temperatura elevada ($k_{y,\theta}$), do módulo de elasticidade do aço em temperatura elevada ($k_{E,\theta}$) e da resistência ao escoamento do aço das seções sujeitas à flambagem local em temperatura elevada ($k_{\sigma,\theta}$), para taxa de aquecimento entre 2 °C/min e 50 °C/min.

$$\text{Resistência ao escoamento do aço em temperatura elevada: } k_{y,\theta} = \frac{f_{y,\theta}}{f_y} \quad (\text{B.9})$$

$$\text{Módulo de elasticidade do aço em temperatura elevada: } k_{E,\theta} = \frac{E_\theta}{E} \quad (\text{B.10})$$

$$\text{Resistência ao escoamento do aço das seções sujeitas à flambagem local, em temperatura elevada: } k_{\sigma,\theta} = \frac{f_{y,\theta}}{f_y} \quad (\text{B.11})$$

Onde:

$f_{y,\theta}$ é a resistência ao escoamento do aço a uma temperatura θ_a ;

f_y é a resistência ao escoamento do aço a 20°C;

E_θ é o módulo de elasticidade do aço a uma temperatura θ_a ;

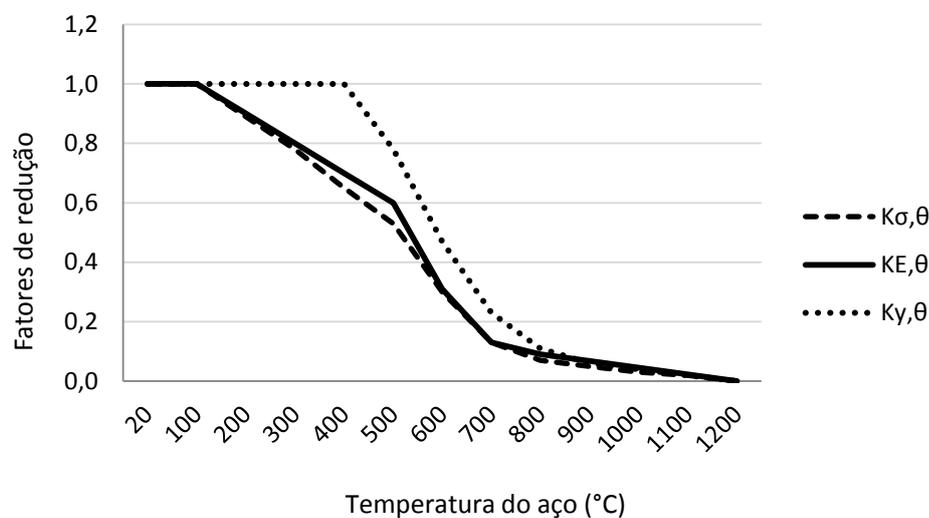
E é o módulo de elasticidade do aço a 20°C.

Tabela B.3 - Fatores de redução do aço

Temperatura do aço θ_a °C	Fator de redução da resistência ao escoamento ^a $k_{y,\theta}$	Fator de redução do módulo de elasticidade ^a $k_{E,\theta}$	Fator de redução ^a $k_{\sigma,\theta}$
20	1,000	1,000	1,000
100	1,000	1,000	1,000
200	1,000	0,900	0,890
300	1,000	0,800	0,780
400	1,000	0,700	0,650
500	0,780	0,600	0,530
600	0,470	0,310	0,300
700	0,230	0,130	0,130
800	0,110	0,090	0,070
900	0,060	0,068	0,050
1 000	0,040	0,045	0,030
1 100	0,020	0,023	0,020
1 200	0,000	0,000	0,000

^a Para valores intermediários da temperatura do aço pode ser feita interpolação linear.

Figura B.10 – Fatores de redução do aço



Fonte: Autor

II) Massa Específica

A NBR 14323:2013 considera a massa específica do aço independente da temperatura como sendo $\rho_a = 7850 \text{kg/m}^3$.

b) Propriedades Térmicas

D) Alongamento

Os elementos estruturais de aço podem sofrer deformações durante o incêndio, como resultado da elevada expansão térmica que apresentam. As deformações introduzem esforços consideráveis nos componentes de conexão entre perfis, que podem ocasionar perda de estabilidade da estrutura.

Segundo a NBR 14323:2013, o alongamento do aço varia com o aumento da temperatura mediante os seguintes valores:

$$\text{Para } 20^\circ\text{C} \leq \theta_a < 750^\circ\text{C}: \quad \frac{\Delta l_a}{l_a} = 1,2 \times 10^{-5} \theta_a + 0,4 \times 10^{-8} \theta_a^2 - 2,416 \times 10^{-4} \quad (\text{B.12})$$

Para $750^{\circ}\text{C} \leq \theta_a \leq 860^{\circ}\text{C}$:

$$\frac{\Delta l_a}{l_a} = 1,1 \times 10^{-2} \quad (\text{B.13})$$

Para $860^{\circ}\text{C} < \theta_a \leq 1200^{\circ}\text{C}$:

$$\frac{\Delta l_a}{l_a} = 2 \times 10^{-5} \theta_a - 6,2 \times 10^{-3} \quad (\text{B.14})$$

onde:

l_a é o comprimento da peça de aço a 20°C (m);

Δl_a é a expansão térmica da peça de aço provocada pela temperatura;

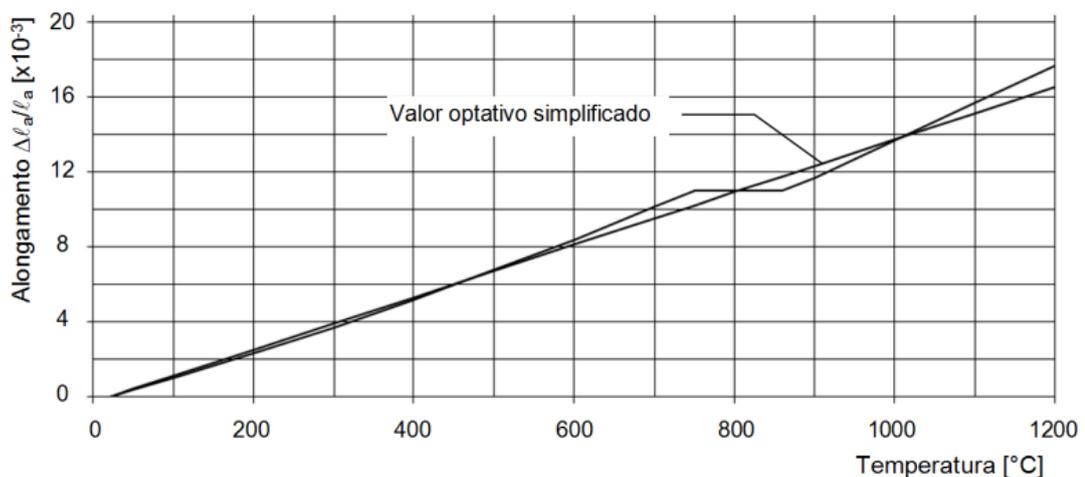
θ_a é a temperatura do aço, expressa em graus Celsius ($^{\circ}\text{C}$).

A relação entre o alongamento do aço e a temperatura pode ser, de forma simplificada, considerada constante. Nesse caso, valor para o alongamento deve ser adotado conforme a equação B.15.

$$\frac{\Delta l_a}{l_a} = 1,4 \times 10^{-6} (\theta_a - 20) \quad (\text{B.15})$$

A Figura B.11 apresenta o alongamento do aço em função da temperatura para os dois métodos.

Figura B.11 – Alongamento do aço em função da temperatura



II) Calor Específico

Calor específico é a quantidade de calor necessária para elevar de 1°C a unidade de massa de dado material. O calor específico do aço aumenta mediante o acréscimo de temperatura. A variação do calor específico do aço com o aumento da temperatura pode ser determinada da seguinte forma, em J/kg°C:

$$\text{Para } 20^{\circ}\text{C} \leq \theta_a < 600^{\circ}\text{C}: \quad c_a = 425 + 7,73 \times 10^{-1} \theta_a - 1,69 \times 10^{-3} \theta_a^2 + 2,22 \times 10^{-6} \theta_a^3 \quad (\text{B.16})$$

$$\text{Para } 600^{\circ}\text{C} \leq \theta_a < 735^{\circ}\text{C}: \quad c_a = 666 + \frac{13002}{738 - \theta_a} \quad (\text{B.17})$$

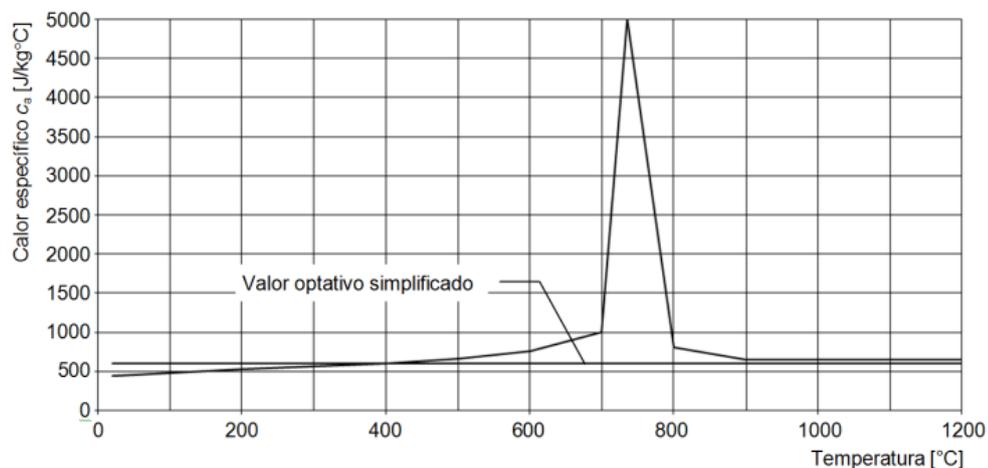
$$\text{Para } 735^{\circ} \leq \theta_a < 900^{\circ}\text{C}: \quad c_a = 545 + \frac{17820}{\theta_a - 731} \quad (\text{B.18})$$

$$\text{Para } 900^{\circ}\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^{\circ}\text{C}: \quad c_a = 650 \quad (\text{B.19})$$

De forma simplificada, o valor do calor específico pode ser considerado independente da temperatura do aço. Nesse caso, o seguinte valor deve ser assumido conforme a equação B.20. A Figura B.12 ilustra essas situações.

$$c_a = 600 \text{ J/kg}^{\circ}\text{C} \quad (\text{B.20})$$

Figura B.12 – Calor específico do aço em função da temperatura



III) Condutividade Térmica

A condutividade térmica está associada à capacidade do material em conduzir calor. A variação da condutividade térmica com o aumento da temperatura pode ser determinada da seguinte forma, em W/m°C:

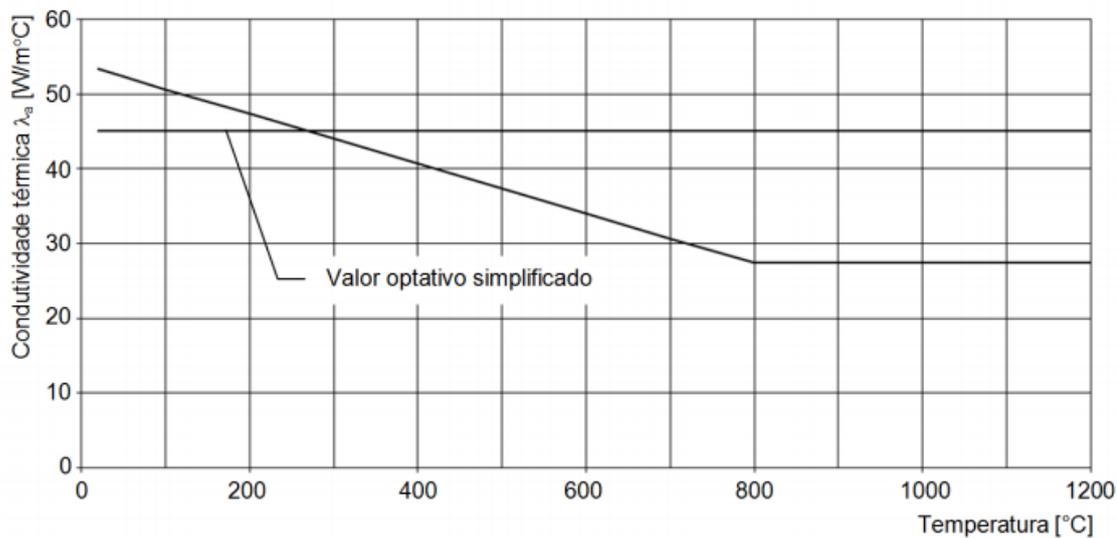
$$\text{Para } 20^{\circ}\text{C} \leq \theta_a < 800^{\circ}\text{C}: \quad \lambda_a = 54 - 3,33 \times 10^{-2} \theta_a \quad (\text{B.21})$$

$$\text{Para } 800^{\circ}\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^{\circ}\text{C}: \quad \lambda_a = 27,3 \quad (\text{B.22})$$

O valor da condutividade térmica também pode ser considerado, de forma simplificada, independente da temperatura do aço, com valor igual a 45 W/m°C.

A variação da condutividade térmica do aço está representada na Figura B.13.

Figura B.13 – Condutividade térmica do aço em função da temperatura



Fonte: ABNT NBR 14323: 2013

ANEXO C – BARRA SUBMETIDA À FORÇA AXIAL DE COMPRESSÃO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

C.1. Força axial resistente de cálculo

A força axial resistente de cálculo, $N_{fi,Rd}$ de um elemento comprimido com seção transversal classe 1, classe 2 ou classe 3, com temperatura uniforme θ_a deve ser determinada como a equação C.1.

$$N_{b,fi,t,Rd} = \chi_{fi} k_{y,\theta} A_g f_y \quad (C.1)$$

Onde,

χ_{fi} é o fator de redução associado à resistência à compressão em situação de incêndio;

$k_{y,\theta}$ é o fator de redução da resistência ao escoamento do aço, à temperatura θ_a atingida no tempo t .

O valor de χ_{fi} deve ser obtido segundo a equação C.2.

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\varphi_{0,fi} + \sqrt{\varphi_{0,fi}^2 - \lambda_{0,fi}^2}} \quad (C.2)$$

Sendo,

$$\varphi_{0,fi} = \frac{1}{2} [1 + \alpha \lambda_{0,fi} + \lambda_{0,fi}^2] \quad (C.3)$$

$$\alpha = 0,022 \sqrt{E/f_y} \quad (C.4)$$

$$\lambda_{0,fi} = \frac{\lambda_0}{0,85} \quad (C.5)$$

Onde,

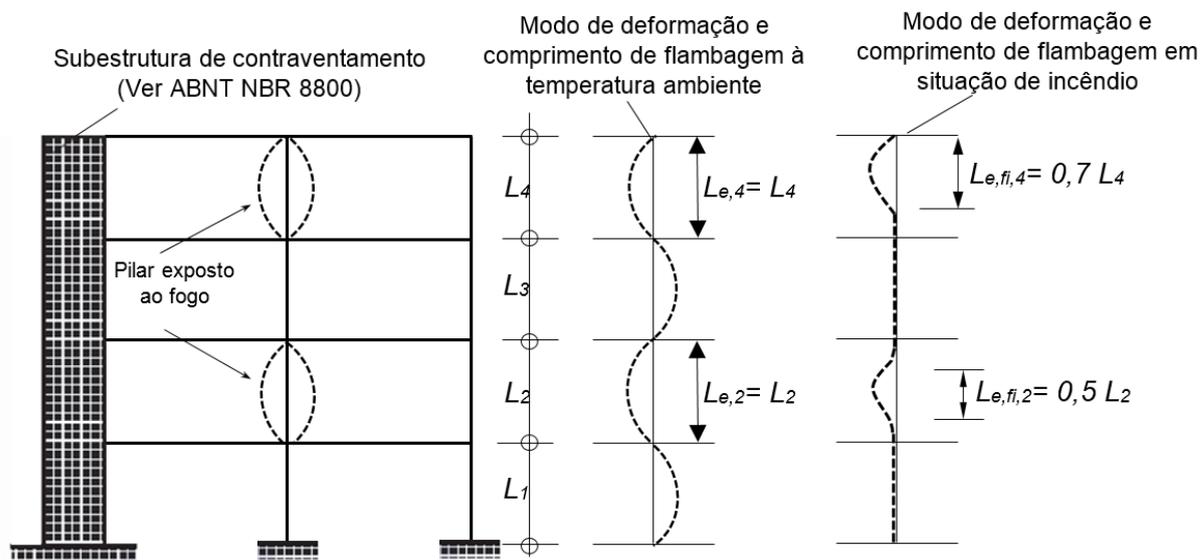
$\lambda_{0,fi}$ é o índice de esbeltez reduzido em situação de incêndio;

λ_0 é o índice de esbeltez reduzido à temperatura ambiente, calculado conforme a ABNT NBR 8800:2008.

O comprimento de flambagem, l_{fi} , de um pilar em situação de incêndio deveria ser determinado como no dimensionamento à temperatura ambiente. Entretanto, os pilares contínuos que se comportam como elementos contraventados dos andares intermediários de edifícios de vários andares podem ser considerados com a rotação perfeitamente impedida abaixo e acima do compartimento incendiado, desde que a resistência ao fogo dos componentes que isolam esse compartimento não seja menor que a resistência ao fogo do pilar.

No caso de um quadro contraventado, em que cada pavimento compreende um compartimento de incêndio separado com resistência ao fogo suficiente, em um pavimento intermediário, o comprimento de flambagem de um pilar contínuo pode ser considerado como $l_{fi} = 0,5L$, e no pavimento superior o comprimento de flambagem pode ser considerado como $l_{fi} = 0,7L$, sendo L é o comprimento do pilar no andar, como mostra a Figura C.1.

Figura C.1– Comprimento de flambagem de pilares em quadros contraventados



Fonte: ABNT NBR 14323:2013

C.2. Temperatura crítica

A força normal resistente de cálculo em situação de incêndio ($N_{fi,Rd}$) é calculada utilizando o fator de redução χ_{fi} , que, por sua vez, é calculado por meio do índice de esbeltez reduzido em situação de incêndio $\lambda_{0,fi}$. Esse índice leva em consideração a redução do módulo de elasticidade e da resistência de escoamento do aço a altas temperaturas por meio dos fatores de redução $k_{E,\theta}$ e $k_{y,\theta}$, respectivamente, como mostra a equação C.6.

$$\lambda_{0,fi} = \lambda_0 \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} \quad (C.6)$$

Sendo,

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q A_g f_y}{N_e}} \quad (C.7)$$

Onde.

Q é o fator de redução total associado à instabilidade local;

A_g é a área bruta da seção transversal da barra;

f_y é a resistência ao escoamento do aço;

N_e é a força axial de flambagem elástica, o qual depende do comprimento destravado e das características geométricas da seção.

Assim, de acordo com a formulação da ABNT NBR 14323:2013, é possível encontrar a temperatura crítica adotando um nível de carregamento η , dado pela Equação C.6, em função do índice de esbeltez reduzido em situação de incêndio, igualando $N_{fi,SD} = N_{fi,Rd}$.

$$\eta = \frac{N_{fi,SD}}{N_{Rd}} \quad (C.8)$$

Melão (no prelo), utilizando a equação C.6, desenvolveu curvas que permitem determinar a temperatura crítica de pilares em função do índice de esbeltez reduzido para diversos níveis de carregamento em situação de incêndio e para diferentes valores da resistência ao escoamento do aço. O cálculo da temperatura crítica neste trabalho foi realizado por meio dessas curvas.

C.3. Evolução da temperatura do aço e Tempo crítico

Segundo a ABNT NBR 14323:2013, para uma distribuição uniforme de temperatura na seção transversal, a elevação de temperatura $\Delta\theta_{a,t}$ em graus Celsius de um elemento estrutural de aço sem revestimento contra fogo, situado no interior da edificação, durante um intervalo de tempo Δt , pode ser determinada pela equação C.9.

$$\Delta\theta_{a,t} = K_{sh} \frac{u/A_g}{c_a \rho_a} \phi \Delta t \quad (C.9)$$

Onde,

K_{sh} é um fator de correção para o efeito de sombreamento;

u/A_g é o fator de massividade para elementos estruturais de aço sem revestimento contra fogo, em um por metro;

u é o perímetro exposto ao incêndio do elemento estrutural de aço, em metros;

A_g é a área bruta da seção transversal do elemento estrutural, em metros quadrados;

ρ_a é a massa específica do aço, considerada independente da temperatura e de valor igual a 7850 kg/m³;

c_a é o calor específico do aço, em joules por quilograma e por grau Celsius;

ϕ é o valor do fluxo de calor por unidade de área, em watts por metro quadrado;

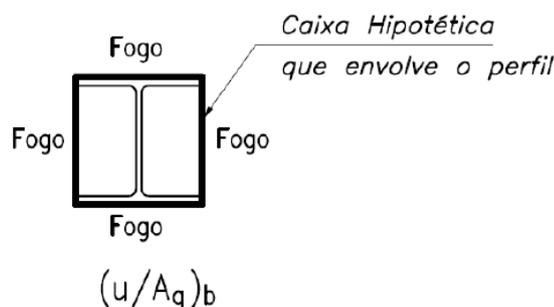
Δt é o intervalo de tempo.

O fator de correção para o efeito de sombreamento, K_{sh} , pode ser igual a 1,0 ou, em seções “I” ou “H” expostas ao incêndio-padrão, determinado segundo a equação C.10.

$$K_{sh} = 0,9 \frac{(u/A_g)_b}{(u/A_g)} \quad (C.10)$$

A relação $(u/A_g)_b$ representa o parâmetro denominado fator de massividade, definido como a relação entre o perímetro exposto ao incêndio de uma caixa hipotética que envolve o perfil e a área da seção transversal do perfil, como apresentado na Figura C.2. Em seções transversais fechadas, como as seções-caixão e tubulares circulares e retangulares, e seções sólidas, como as retangulares, totalmente expostas ao incêndio, K_{sh} é igual a 1,0.

Figura C.2– Determinação do fator de massividade



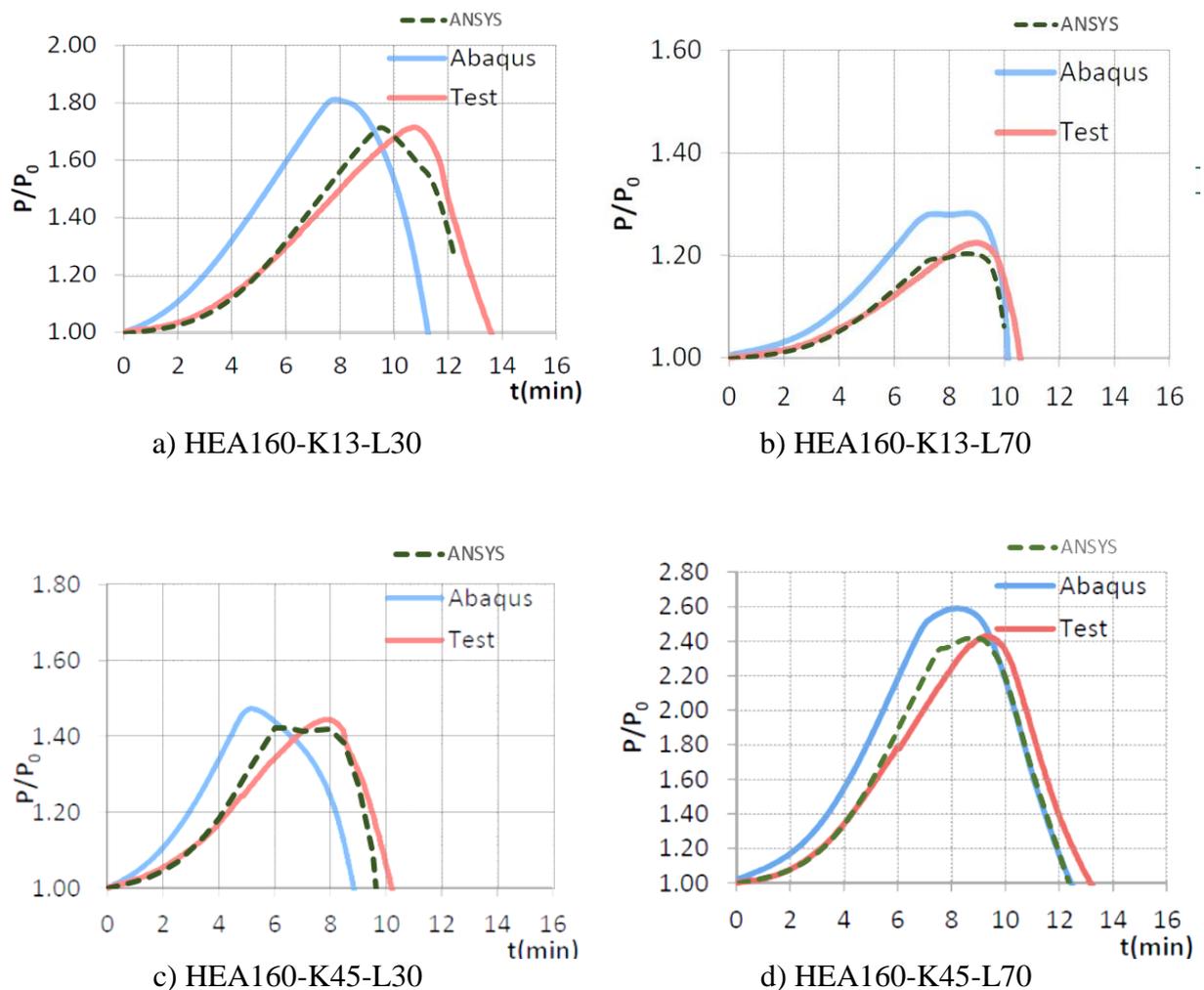
Fonte: Gusmões, Silva e Neto (2012)

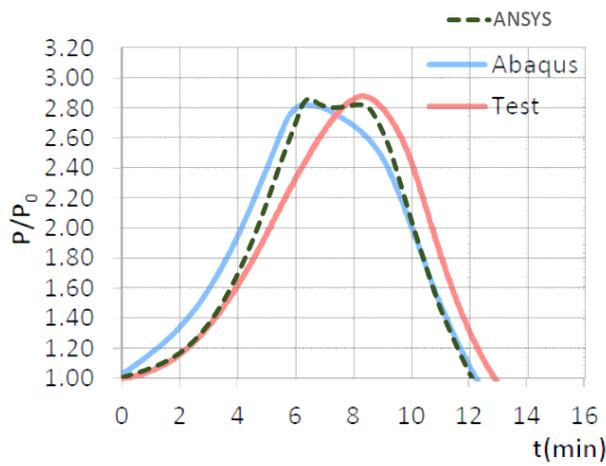
Por meio da curva de evolução da temperatura do aço obtida a partir da formulação presente na ABNT NBR 14323:2013, o tempo crítico foi determinado como o instante em que o aço atinge a temperatura crítica calculada conforme o item C.2.

APÊNDICE A – COMPARAÇÃO DE RESULTADOS ENTRE O MODELO EXPERIMENTAL DE REFERÊNCIA E O MODELO NUMÉRICO ELABORADO

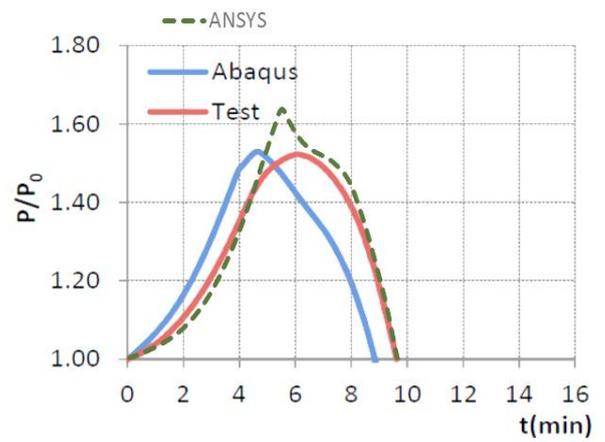
A.1. Forças de restrição

Figura AP.1- Comparação dos resultados de evolução das forças de restrição obtidos entre o modelo experimental de referência e o modelo numérico elaborado





e) HEA160-K45-L30

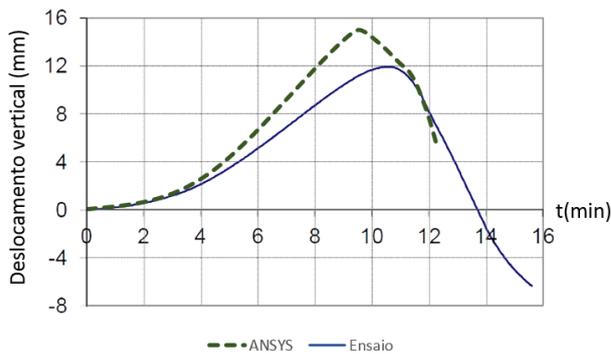


f) HEA160-K45-L70

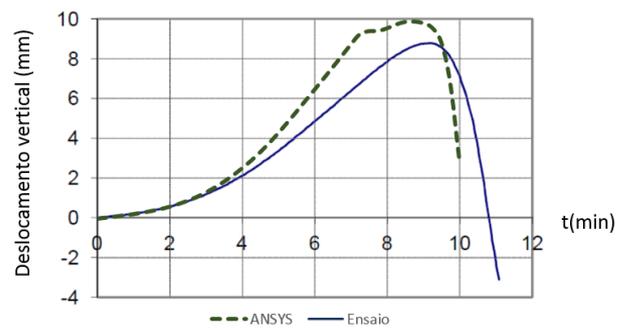
Fonte: Autora

A.2. Deslocamento axial

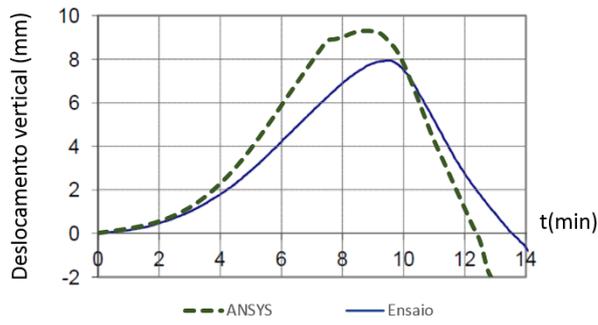
Figura AP.2- Comparação dos resultados de deslocamento axial obtidos entre o modelo experimental de referência e o modelo numérico elaborado



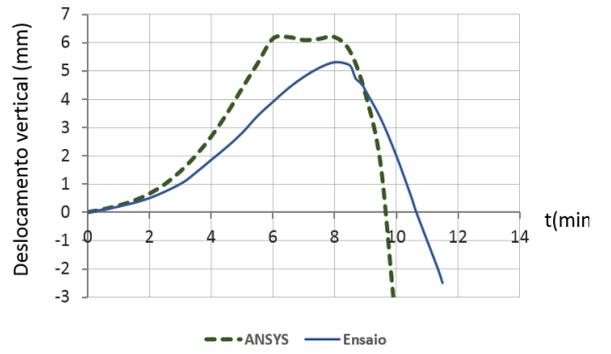
a) HEA160-K13-L30



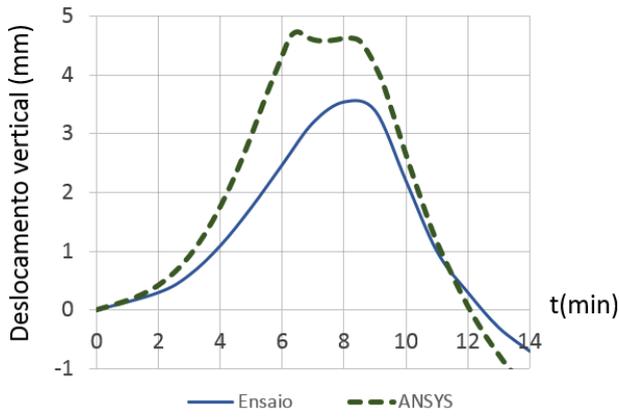
b) HEA160-K13-L70



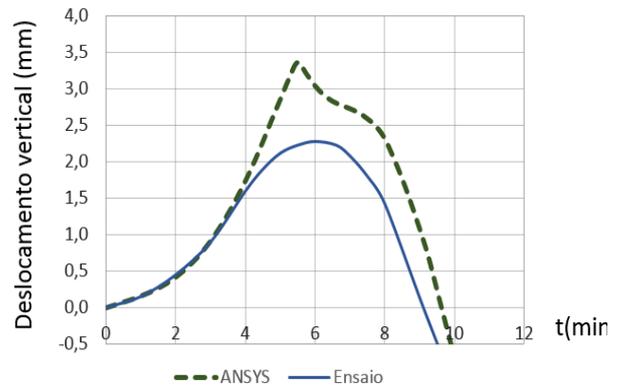
c) HEA160-K45-L30



d) HEA160-K45-L70



c) HEA160-K128-L30

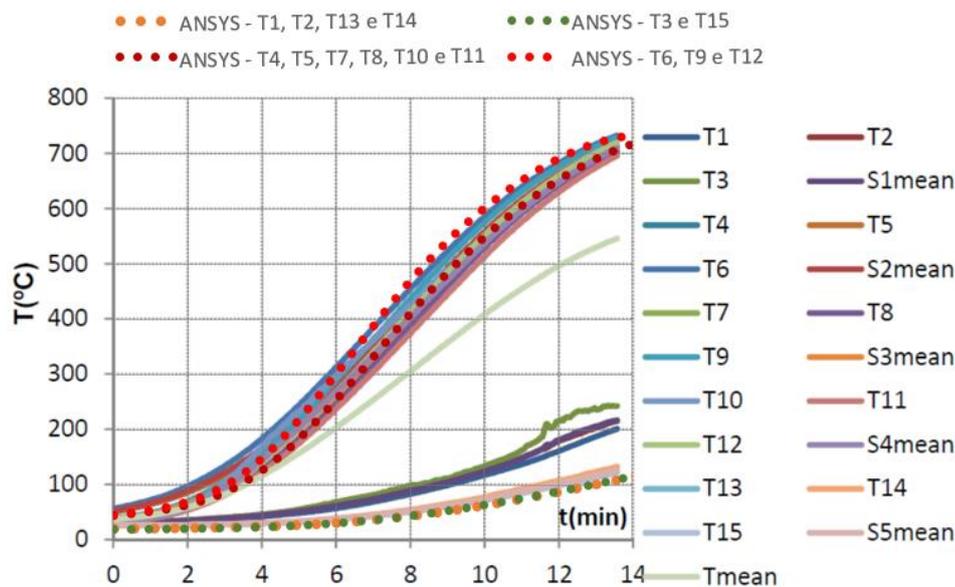


d) HEA160-K128-L70

Fonte: Autora

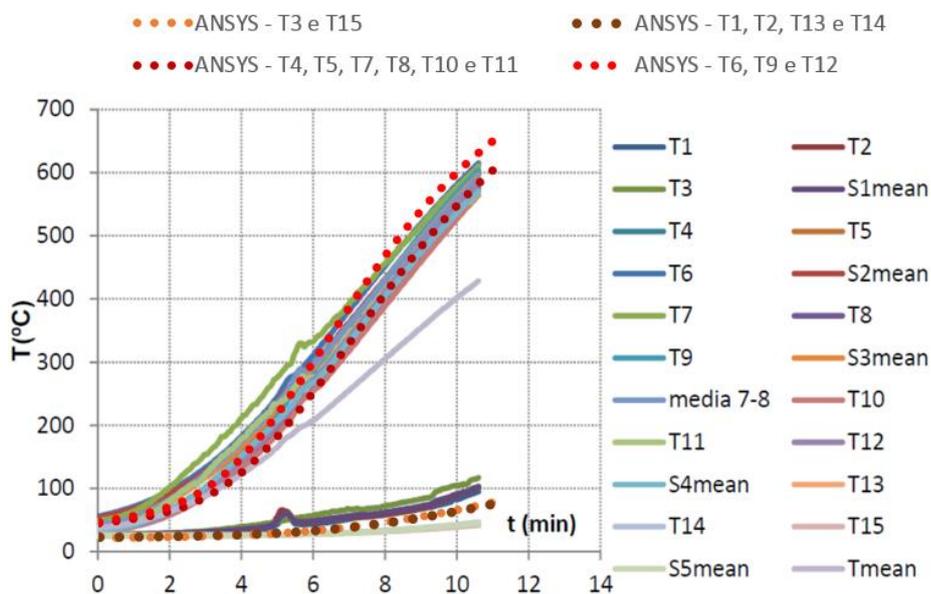
A.3. Distribuição de temperatura

Figura AP.3- Comparação dos resultados de evolução da temperatura obtidos entre o modelo experimental de referência e o modelo numérico elaborado para o pilar HEA160-K13-L30



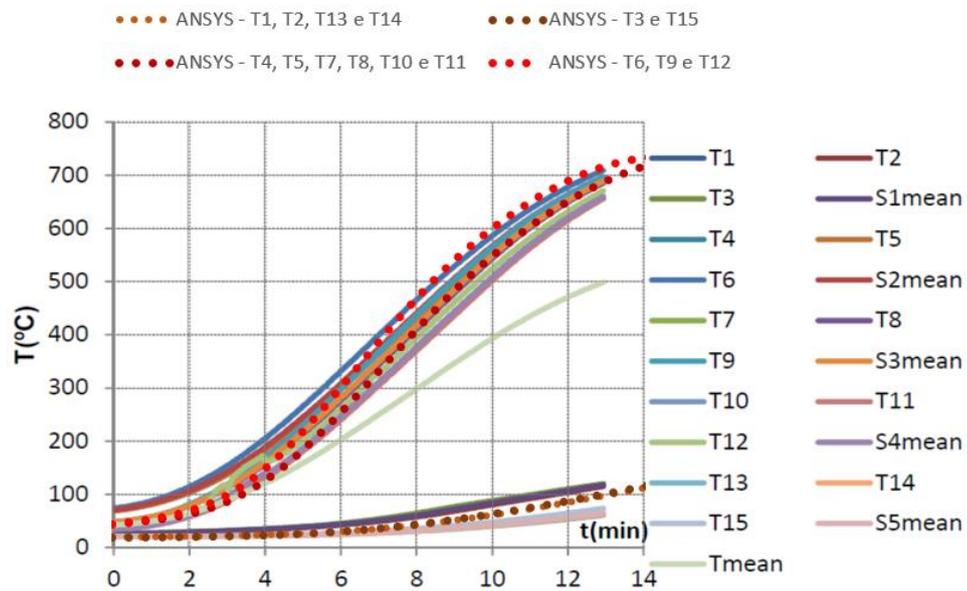
Fonte: Autora

Figura AP.4- Comparação dos resultados de evolução da temperatura obtidos entre o modelo experimental de referência e o modelo numérico elaborado para o pilar HEA160-K13-L70



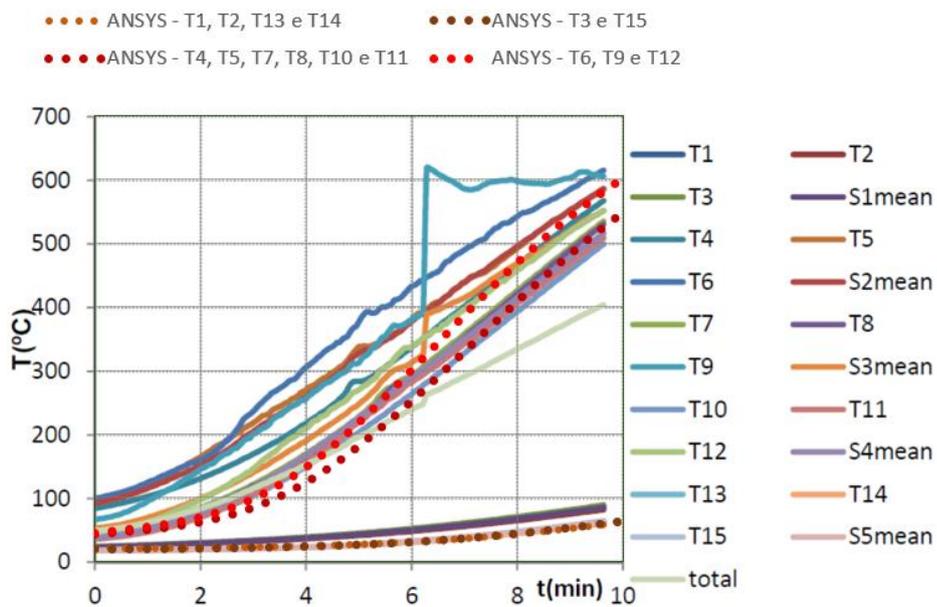
Fonte: Autora

Figura AP.5- Comparação dos resultados de evolução da temperatura obtidos entre o modelo experimental de referência e o modelo numérico elaborado para o pilar HEA160-K128-L30



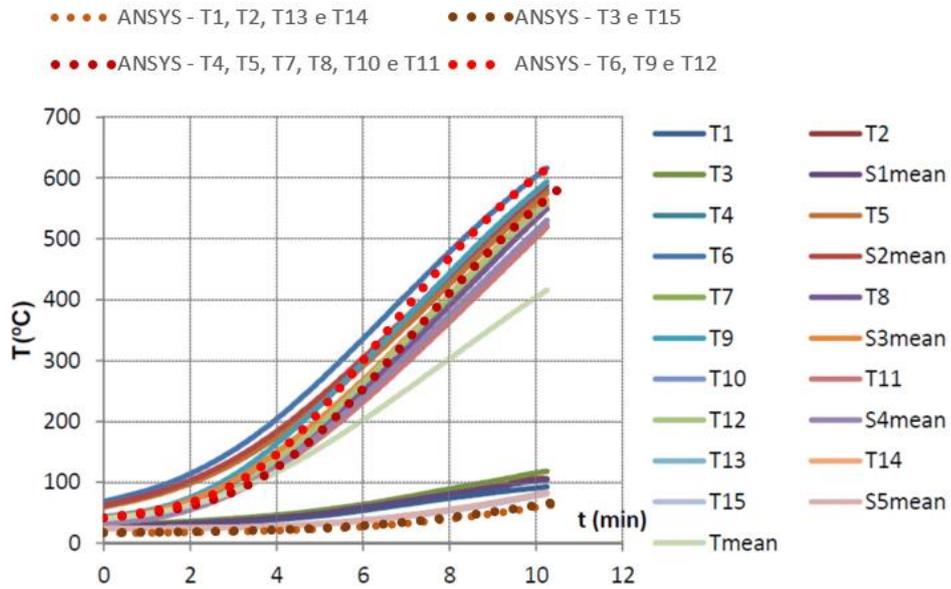
Fonte: Autora

Figura AP.6 - Comparação dos resultados de evolução da temperatura obtidos entre o modelo experimental de referência e o modelo numérico elaborado para o pilar HEA160-K128-L70



Fonte: Autora

Figura AP.7- Comparação dos resultados de evolução da temperatura obtidos entre o modelo experimental de referência e o modelo numérico elaborado para o pilar HEA160-K45-L70



Fonte: Autora

APÊNDICE B – RESULTADOS OBTIDOS NA ANÁLISE PARAMÉTRICA

B.1 Modelos considerando restrição axial e rotacional, simultaneamente

Figura AP.8 – Resultados obtidos para o modelo W150-L3,5-C25 considerando diferentes valores de restrição axial e rotacional

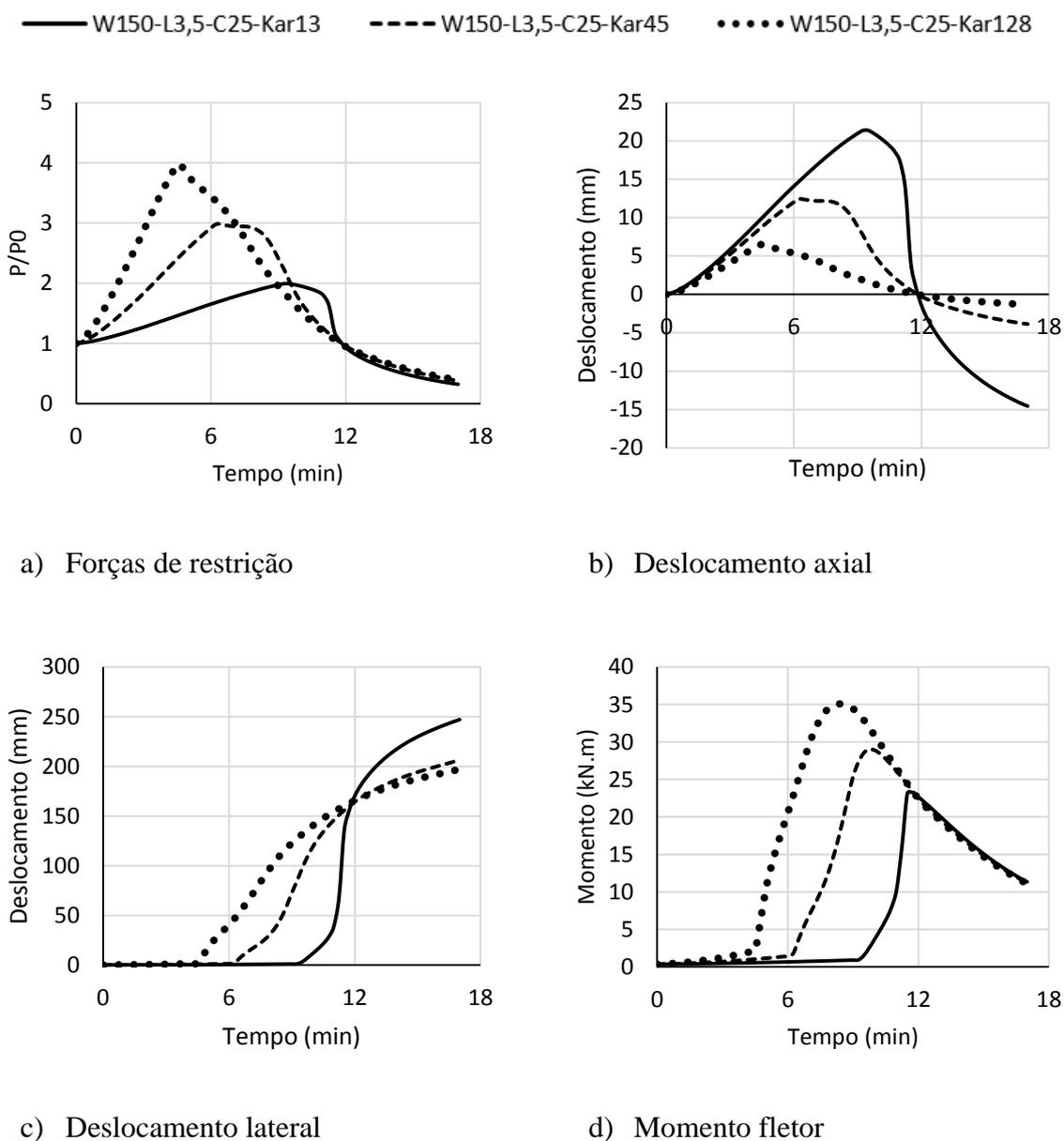
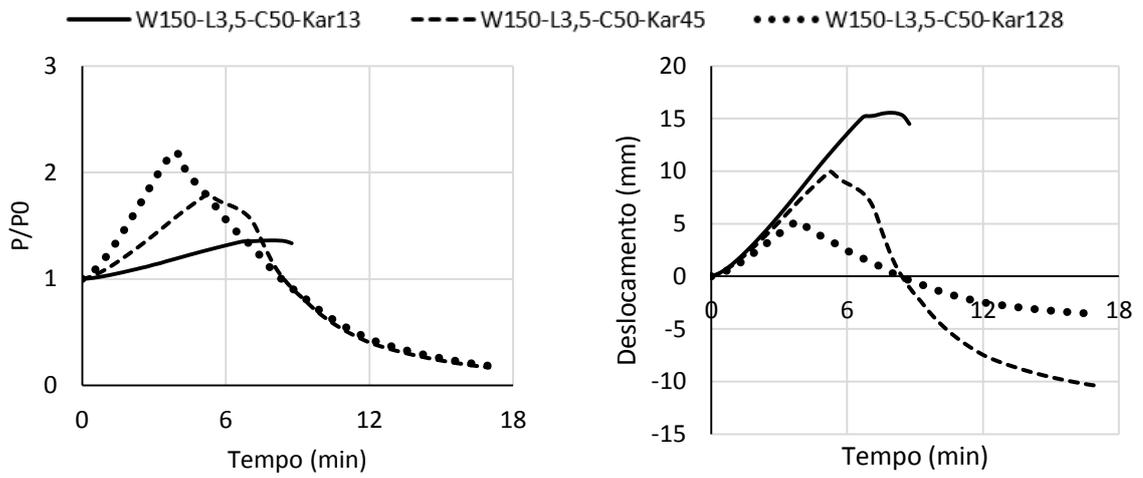
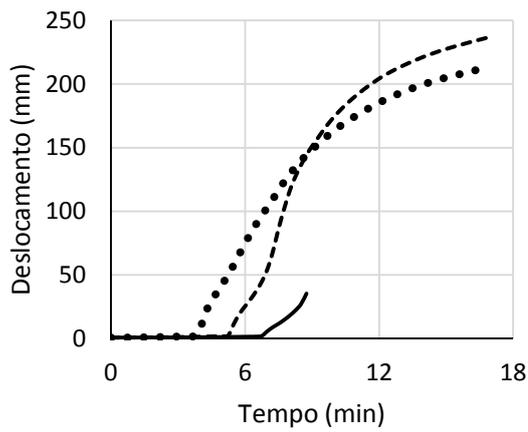


Figura AP.9 - Resultados obtidos para o modelo W150-L3,5-C50 considerando diferentes valores de restrição axial e rotacional

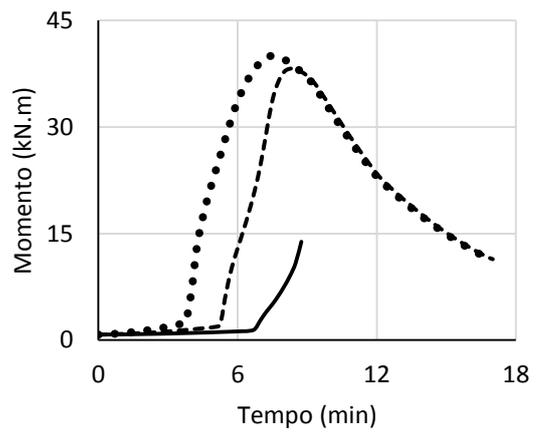


a) Forças de restrição

b) Deslocamento axial



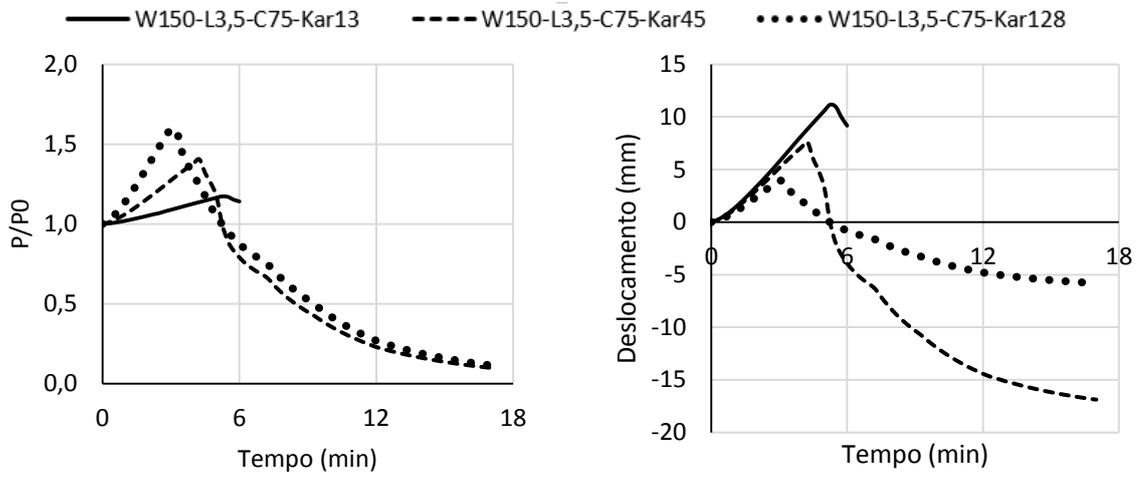
c) Deslocamento lateral



d) Momento fletor

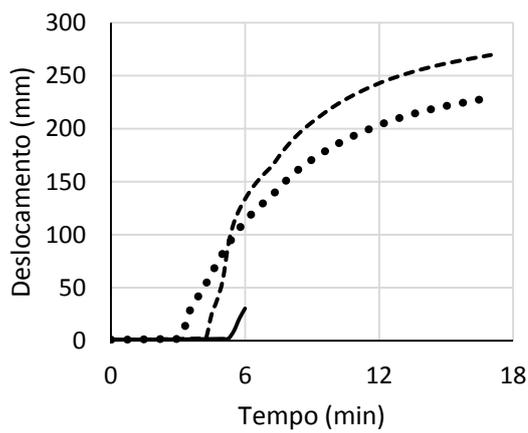
Fonte: Autora

Figura AP.10 - Resultados obtidos para o modelo W150-L3,5-C75 considerando diferentes valores de restrição axial e rotacional

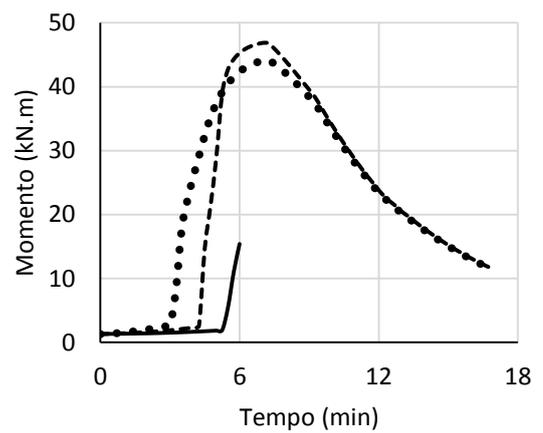


a) Forças de restrição

b) Deslocamento axial



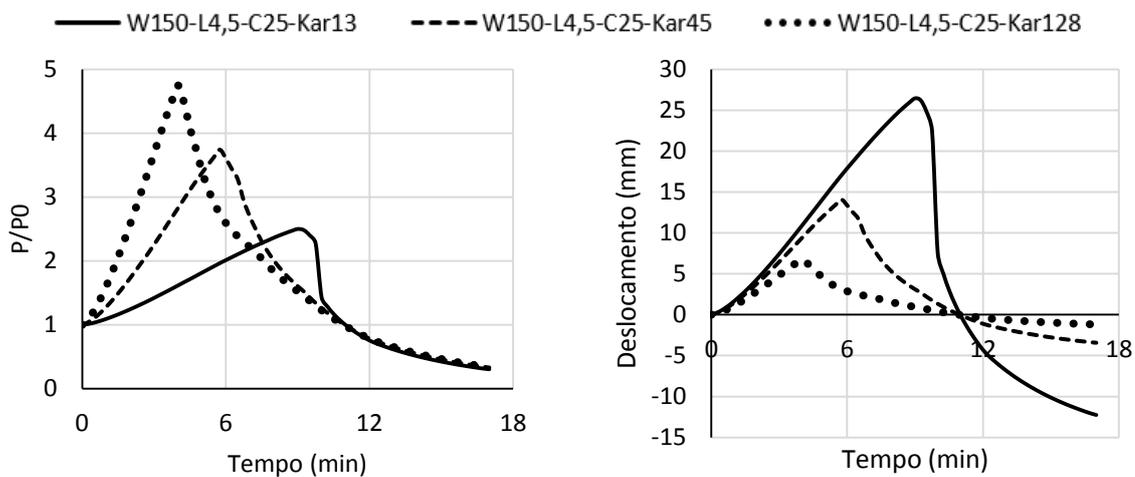
c) Deslocamento lateral



d) Momento fletor

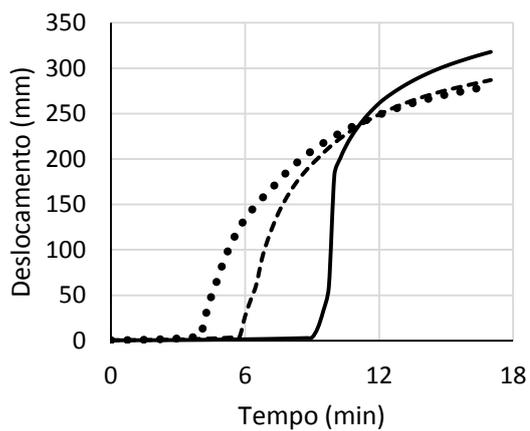
Fonte: Autora

Figura AP.11 - Resultados obtidos para o modelo W150-L4,5-C25 considerando diferentes valores de restrição axial e rotacional

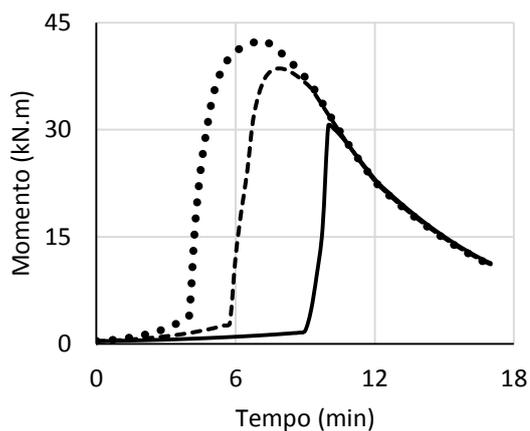


a) Forças de restrição

b) Deslocamento axial



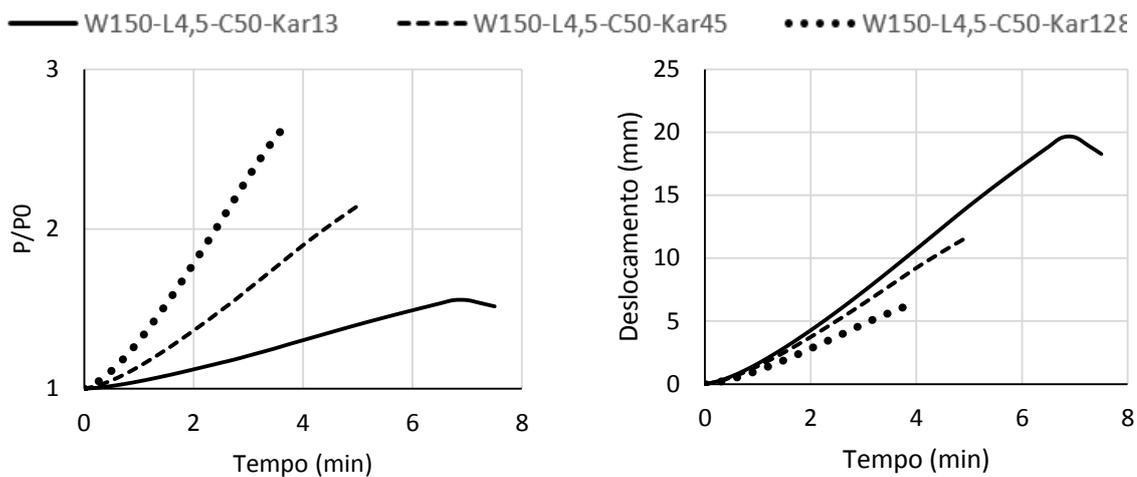
c) Deslocamento lateral



d) Momento fletor

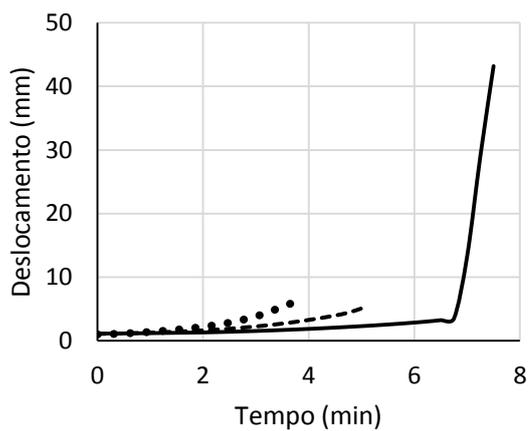
Fonte: Autora

Figura AP.12 - Resultados obtidos para o modelo W150-L4,5-C50 considerando diferentes valores de restrição axial e rotacional

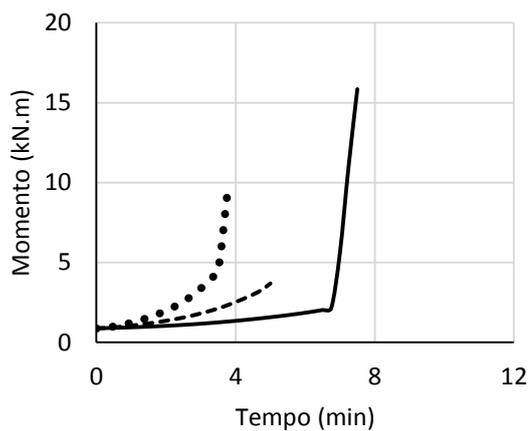


a) Forças de restrição

b) Deslocamento axial



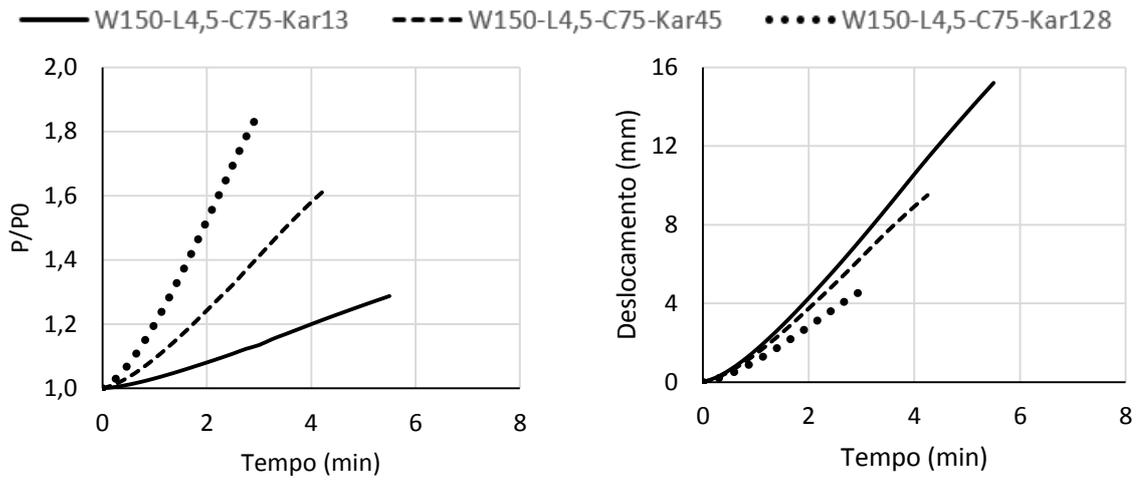
c) Deslocamento lateral



d) Momento fletor

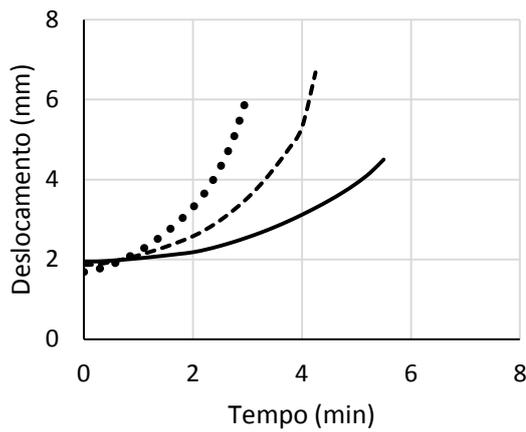
Fonte: Autora

Figura AP.13 - Resultados obtidos para o modelo W150-L4,5-C75 considerando diferentes valores de restrição axial e rotacional

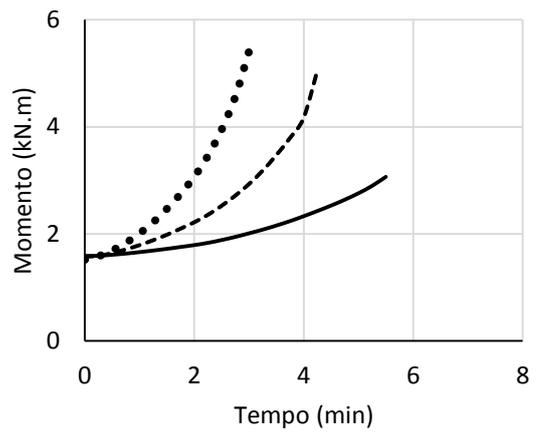


a) Forças de restrição

b) Deslocamento axial



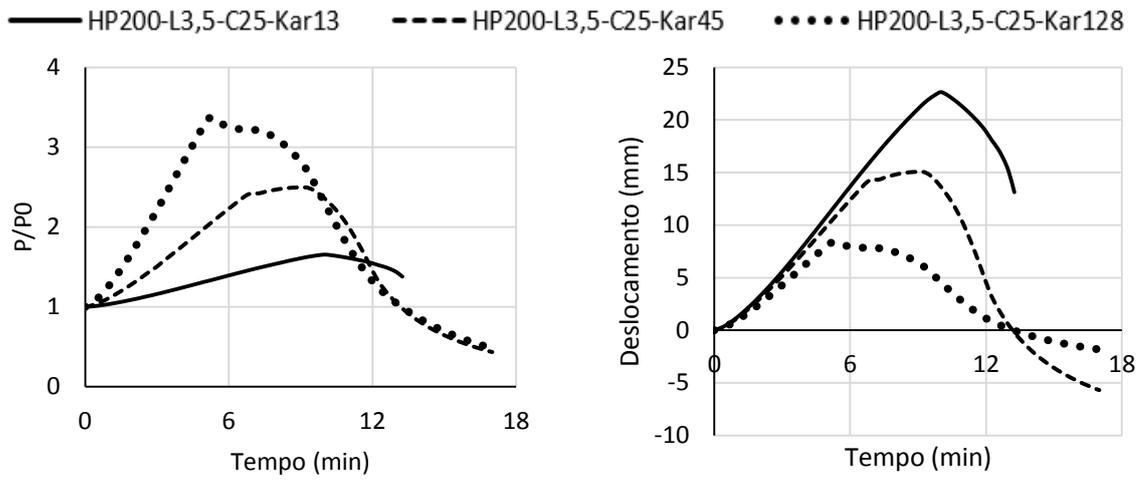
c) Deslocamento lateral



d) Momento fletor

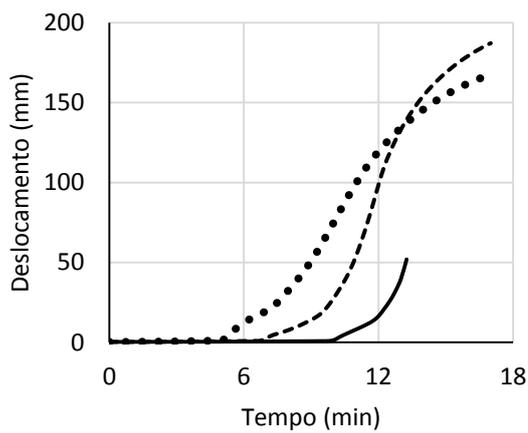
Fonte: Autora

Figura AP.14 – Resultados obtidos para o modelo HP200-L3,5-C25 considerando diferentes valores de restrição axial e rotacional

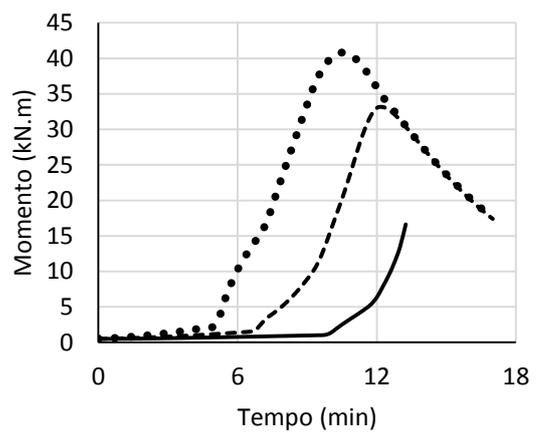


a) Forças de restrição

b) Deslocamento axial



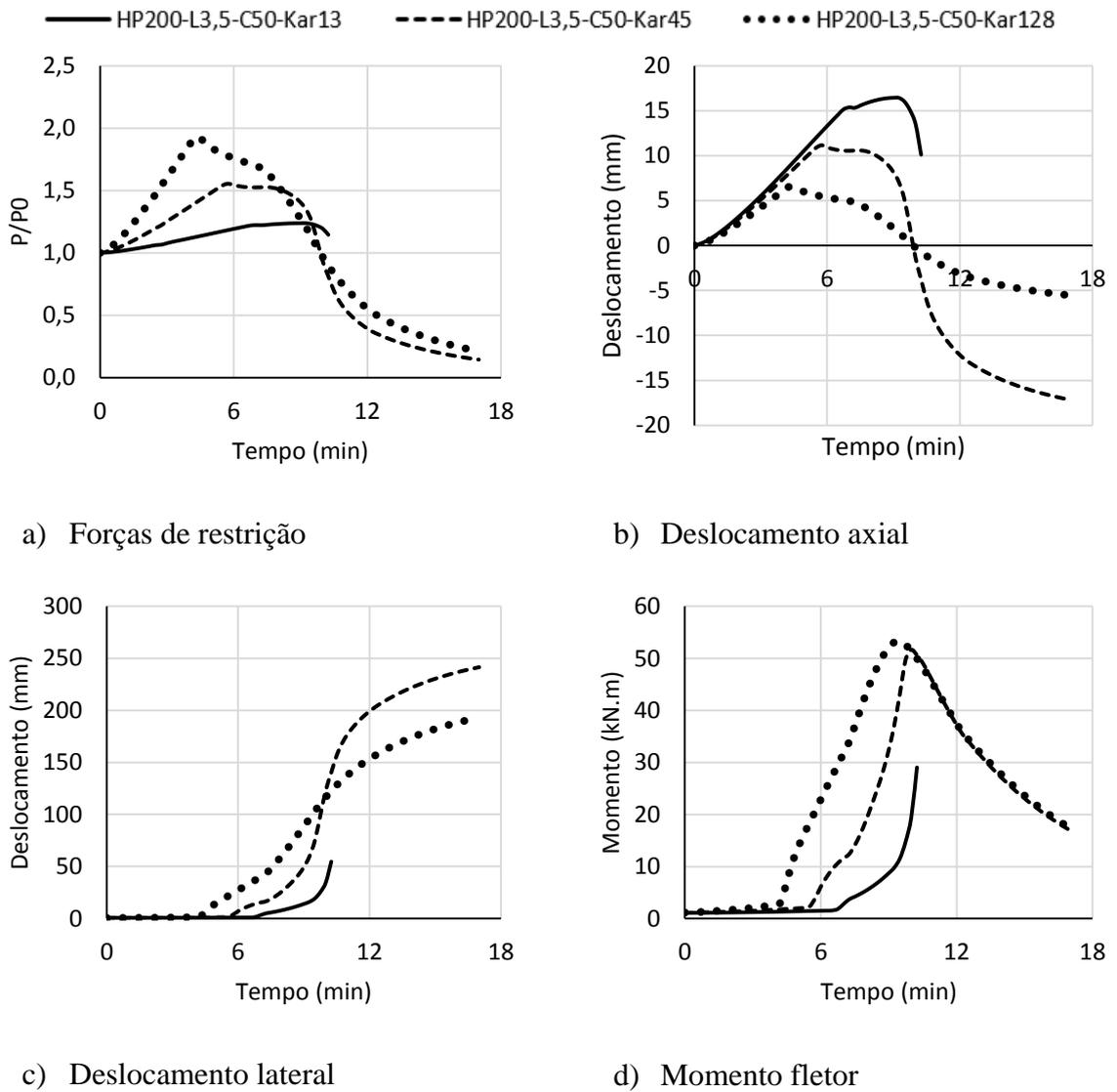
c) Deslocamento lateral



d) Momento fletor

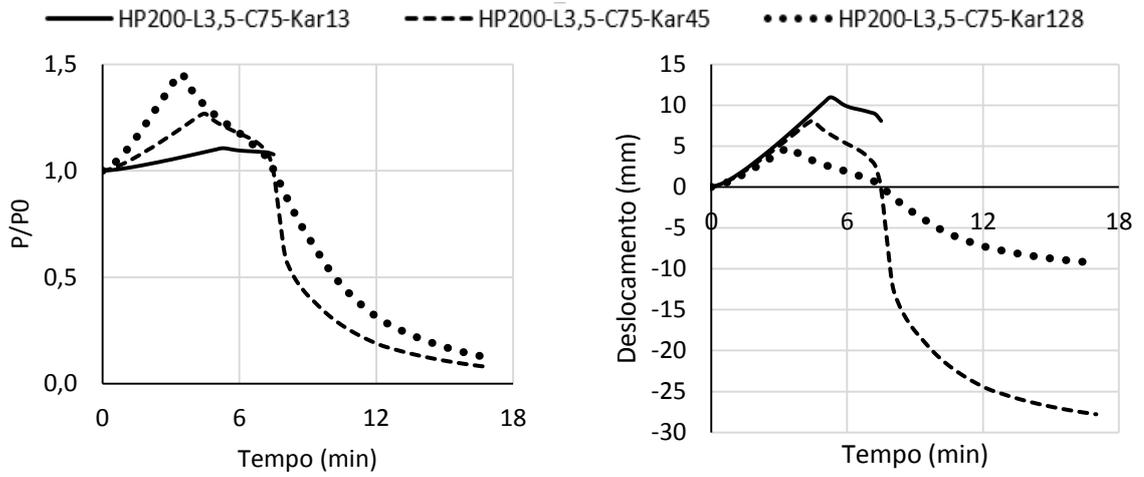
Fonte: Autora

Figura AP.15 - Resultados obtidos para o modelo HP200-L3,5-C50 considerando diferentes valores de restrição axial e rotacional



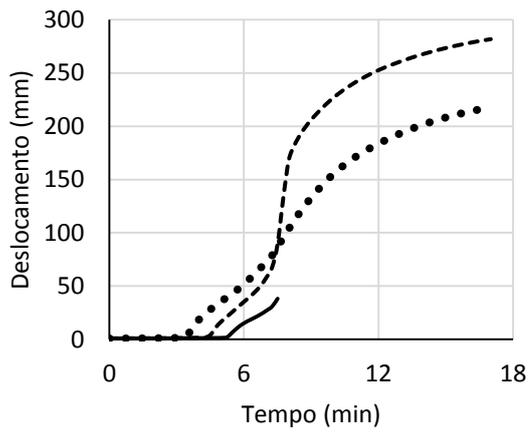
Fonte: Autora

Figura AP.16 - Resultados obtidos para o modelo HP200-L3,5-C75 considerando diferentes valores de restrição axial e rotacional

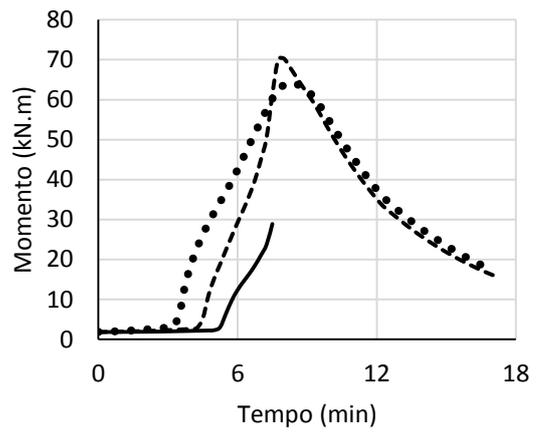


a) Forças de restrição

b) Deslocamento axial



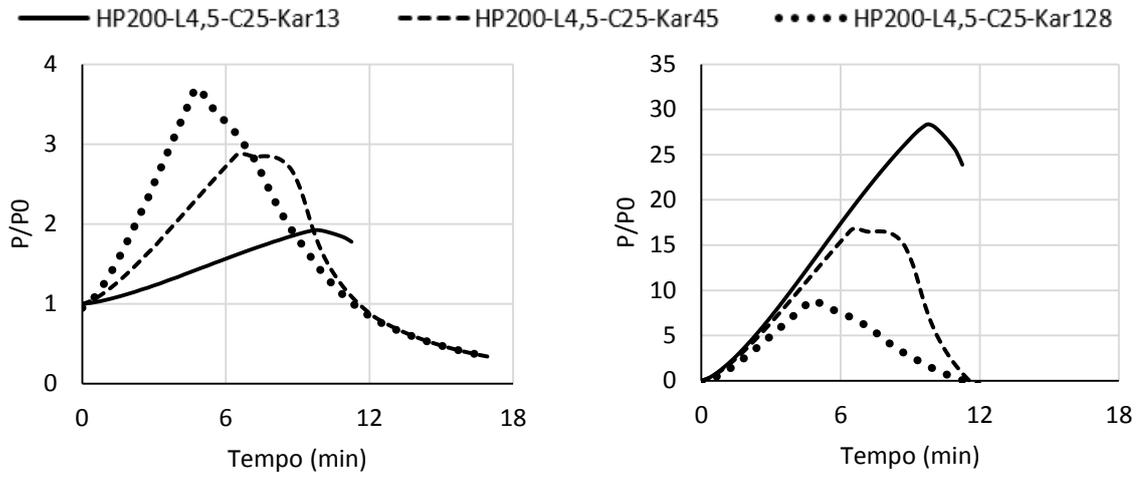
c) Deslocamento lateral



d) Momento fletor

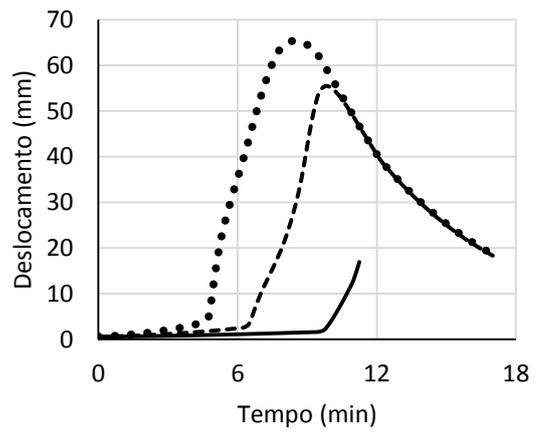
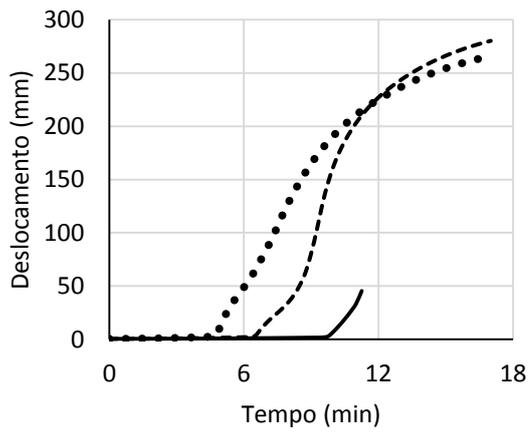
Fonte: Autora

Figura AP.17 - Resultados obtidos para o modelo HP200-L4,5-C25 considerando diferentes valores de restrição axial e rotacional



a) Forças de restrição

b) Deslocamento axial

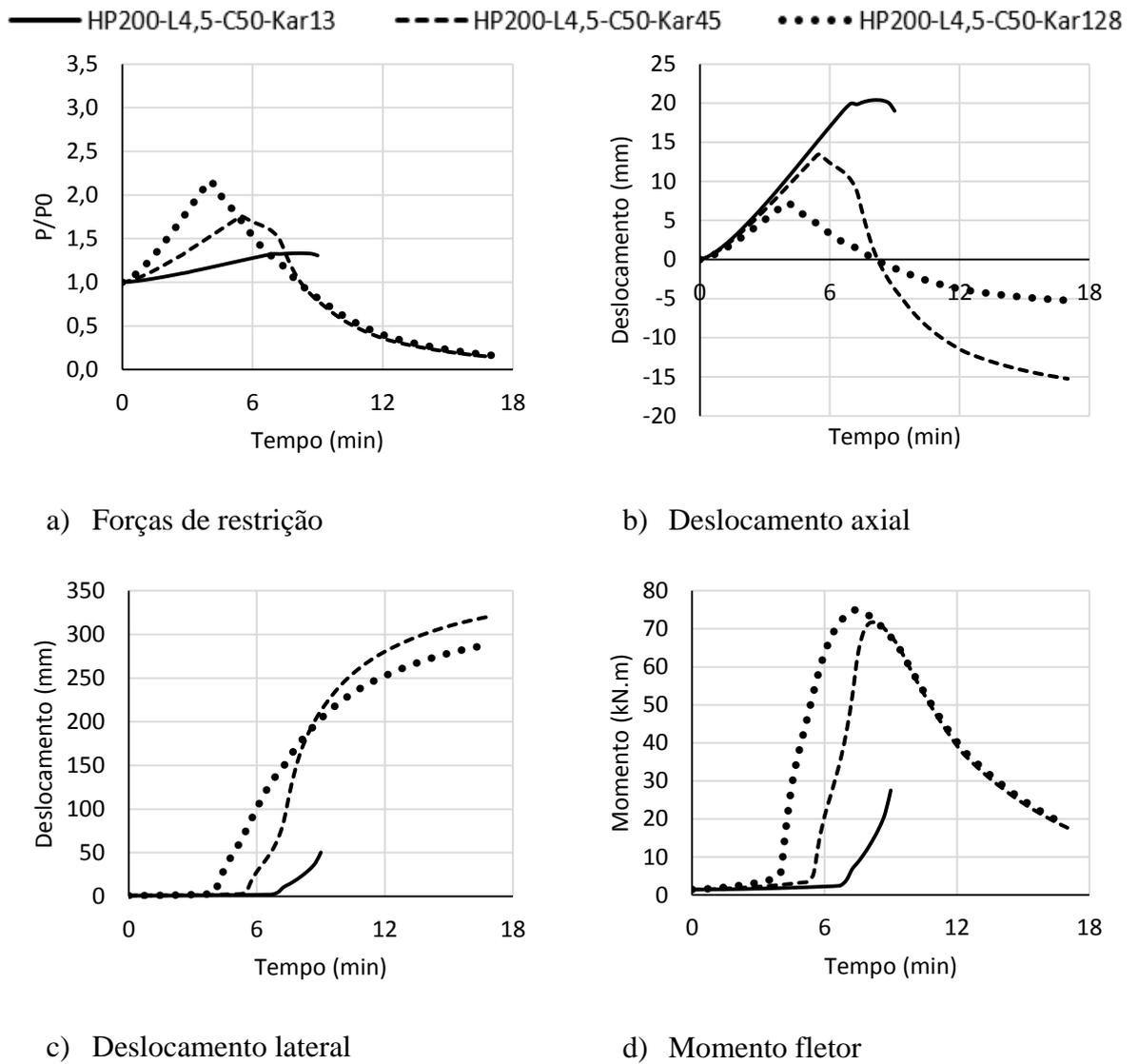


c) Deslocamento lateral

d) Momento fletor

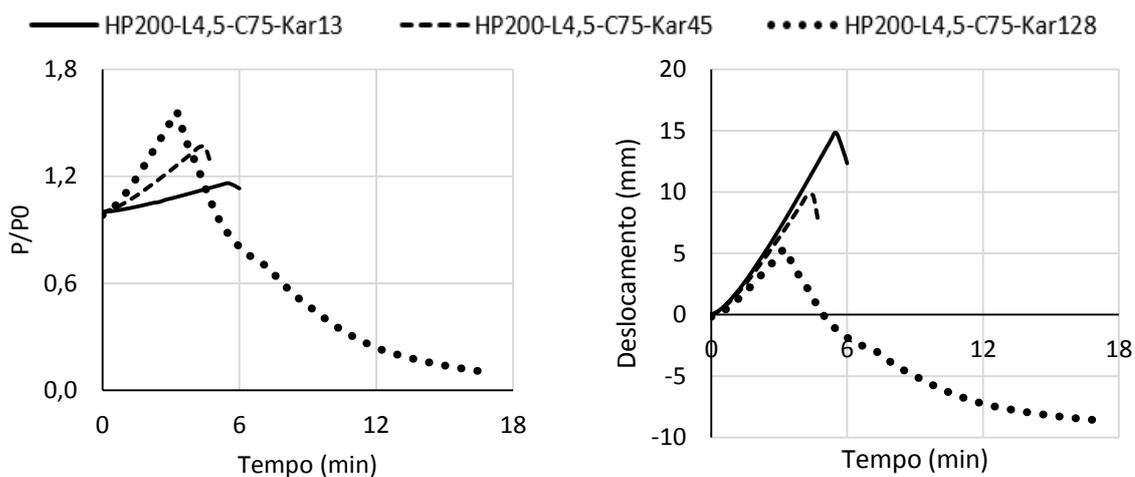
Fonte: Autora

Figura AP.18 - Resultados obtidos para o modelo HP200-L4,5-C50 considerando diferentes valores de restrição axial e rotacional



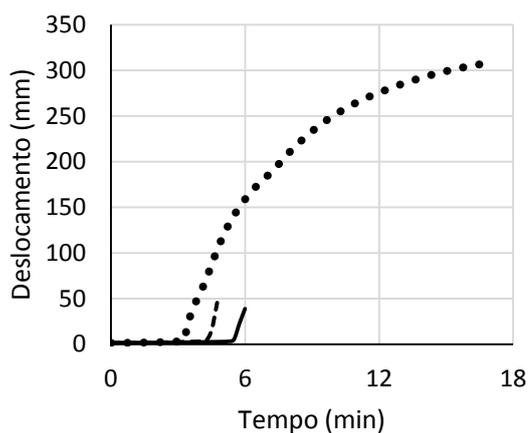
Fonte: Autora

Figura AP.19 - Resultados obtidos para o modelo HP200-L4,5-C75 considerando diferentes valores de restrição axial e rotacional

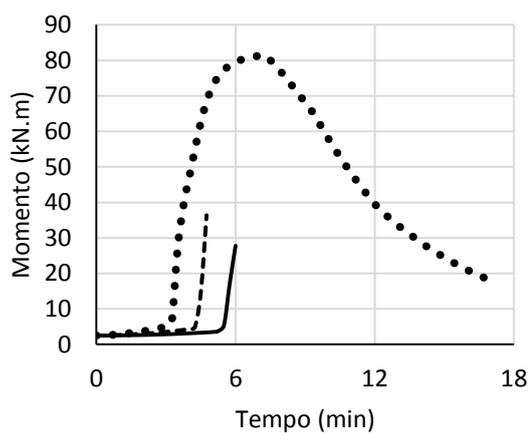


a) Forças de restrição

b) Deslocamento axial



c) Deslocamento lateral

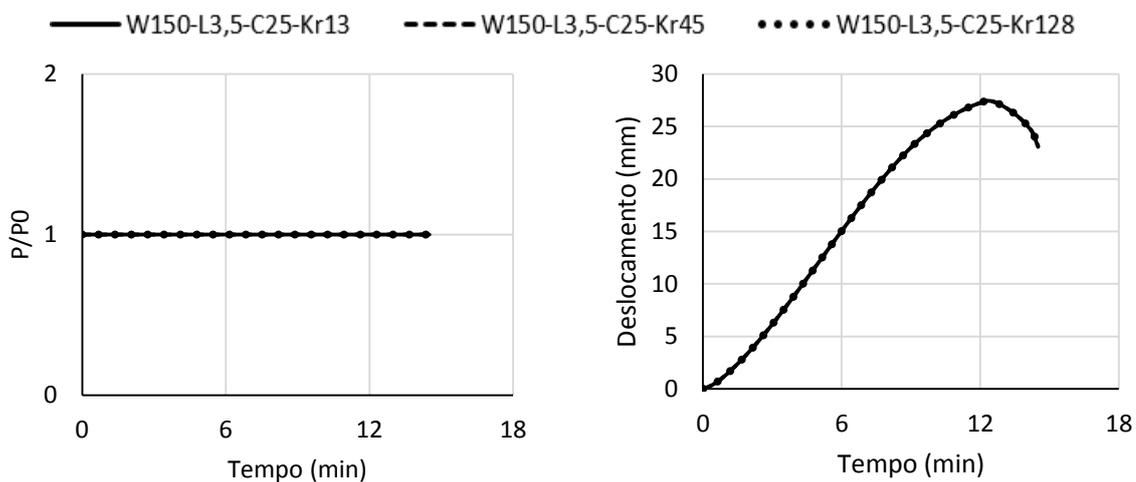


d) Momento fletor

Fonte: Autora

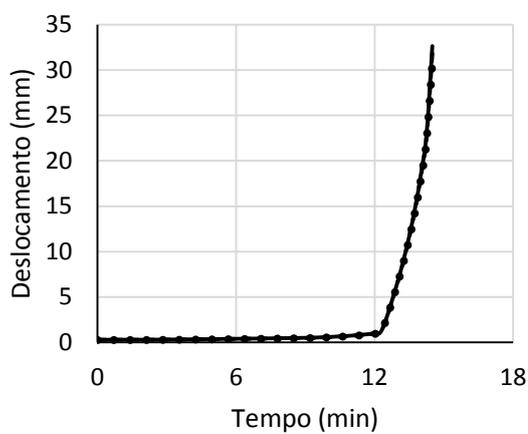
B.2 Modelos considerando somente restrição rotacional

Figura AP.20 – Resultados obtidos para o modelo W150-L3,5-C25 considerando diferentes valores de restrição rotacional

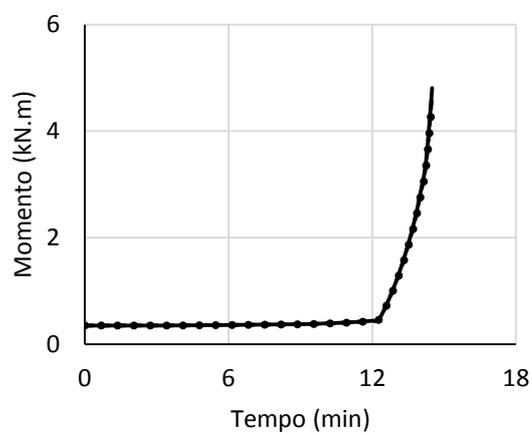


a) Forças de restrição

b) Deslocamento axial



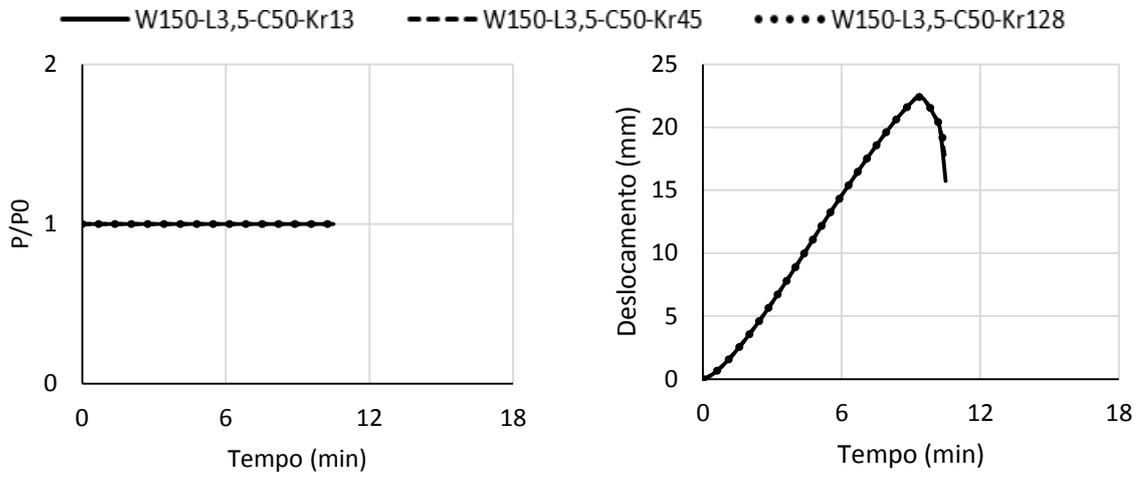
c) Deslocamento lateral



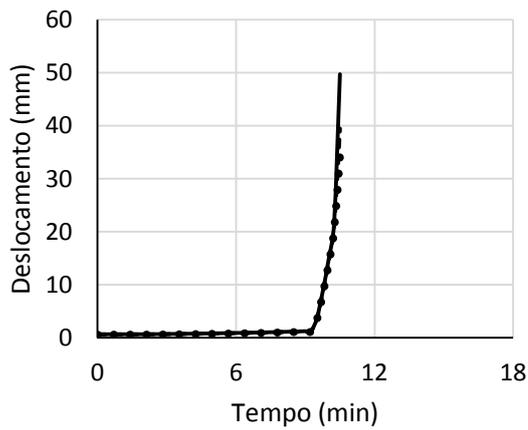
d) Momento fletor

Fonte: Autora

Figura AP.21 - Resultados obtidos para o modelo W150-L3,5-C50 considerando diferentes valores de restrição rotacional

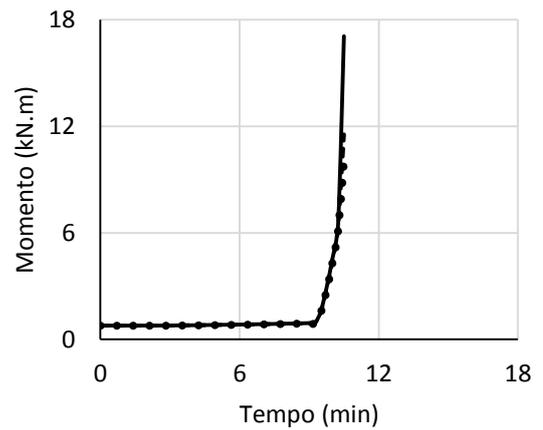


a) Forças de restrição



c) Deslocamento lateral

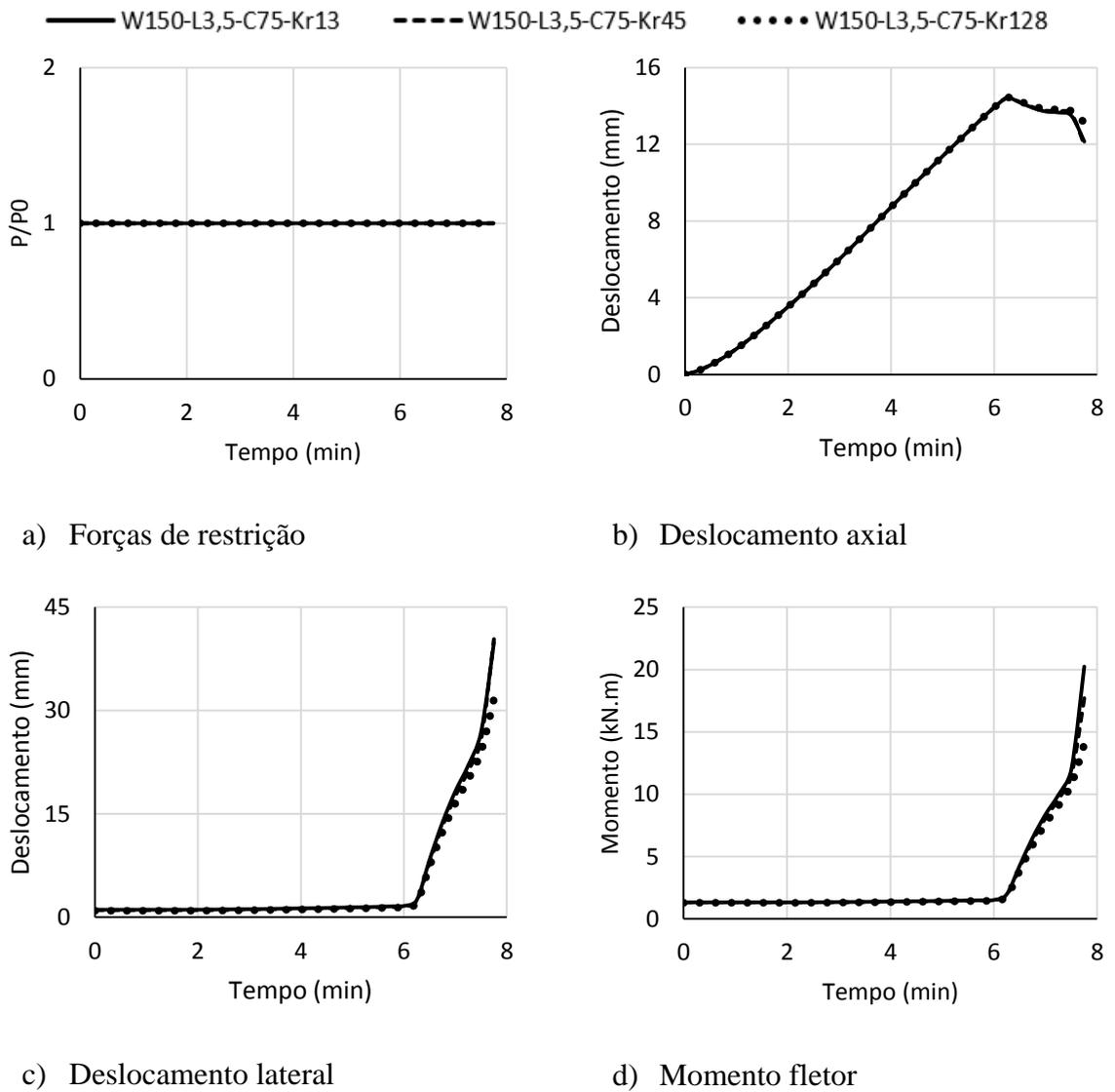
b) Deslocamento axial



d) Momento fletor

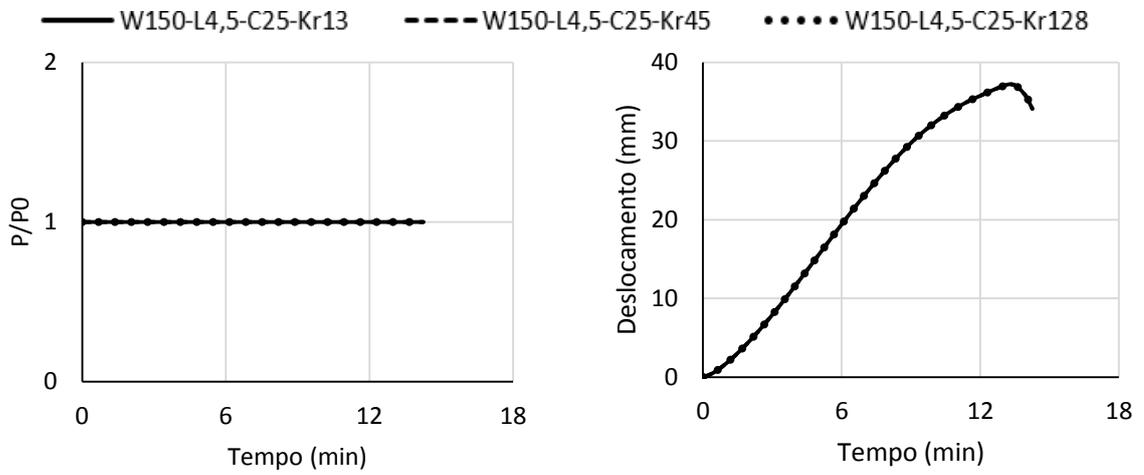
Fonte: Autora

Figura AP.22 - Resultados obtidos para o modelo W150-L3,5-C75 considerando diferentes valores de restrição rotacional



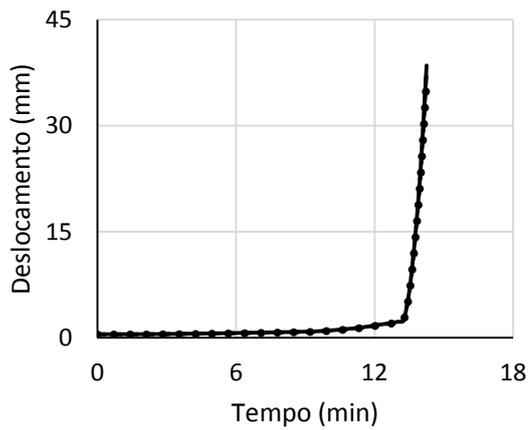
Fonte: Autora

Figura AP.23 - Resultados obtidos para o modelo W150-L4,5-C25 considerando diferentes valores de restrição rotacional

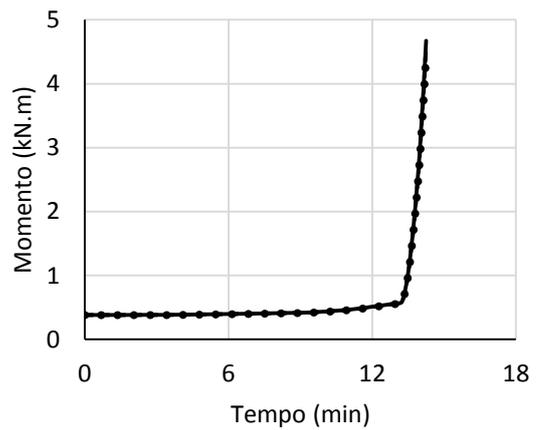


a) Forças de restrição

b) Deslocamento axial



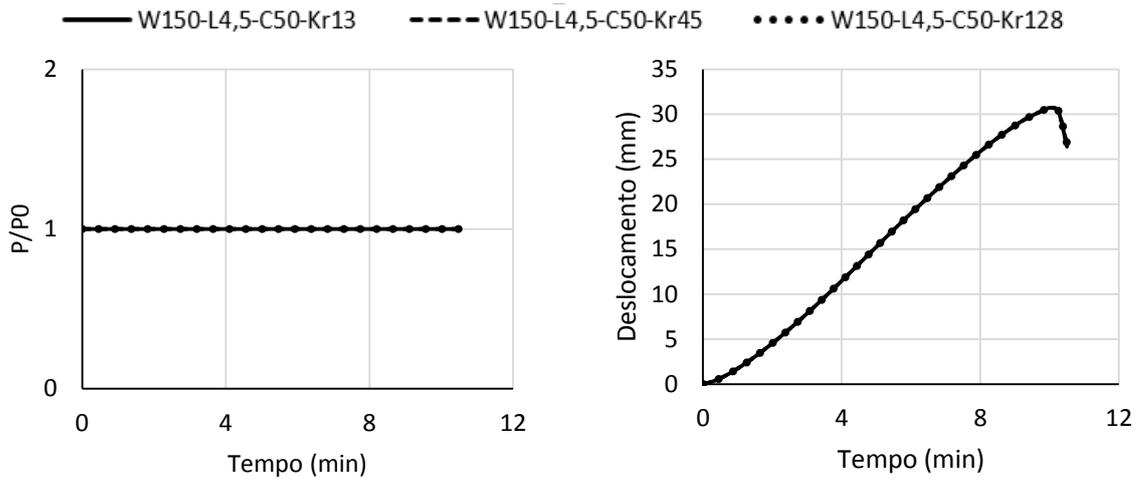
c) Deslocamento lateral



d) Momento fletor

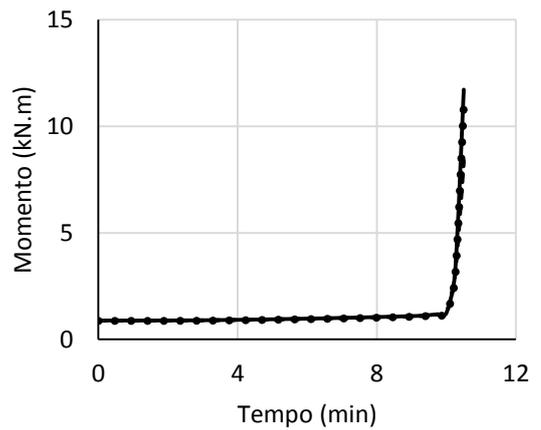
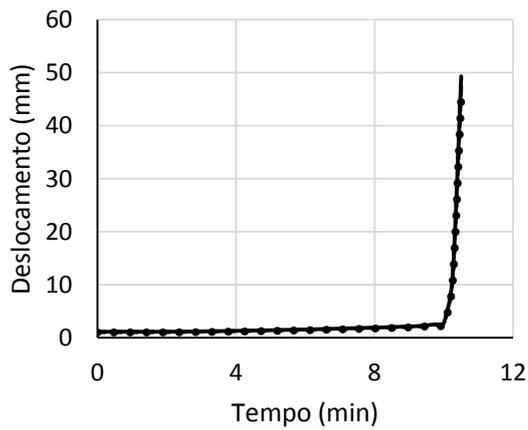
Fonte: Autora

Figura AP.24 - Resultados obtidos para o modelo W150-L4,5-C50 considerando diferentes valores de restrição rotacional



a) Forças de restrição

b) Deslocamento axial

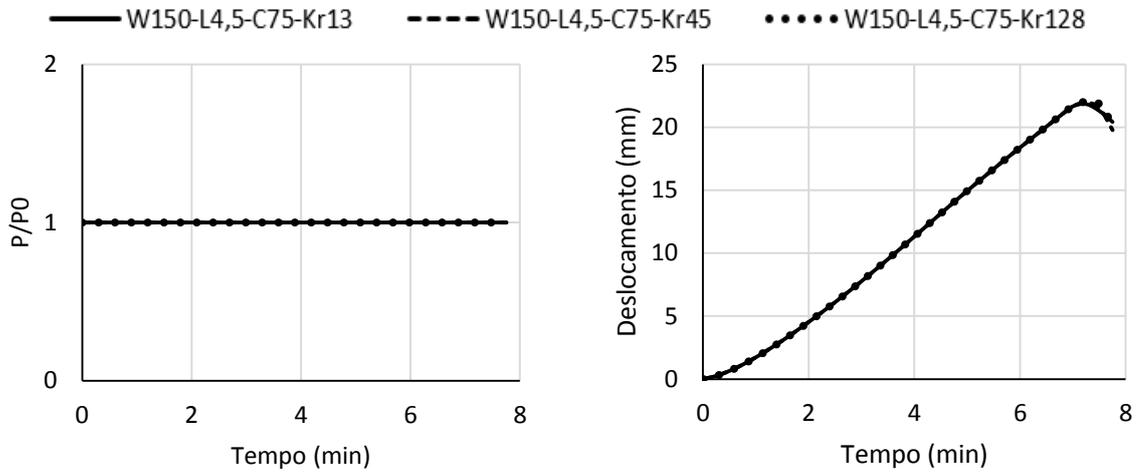


c) Deslocamento lateral

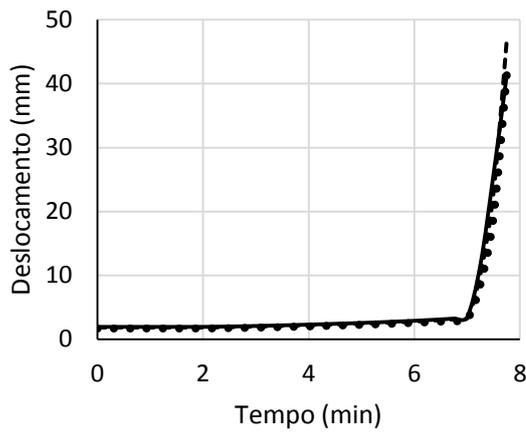
d) Momento fletor

Fonte: Autora

Figura AP.25 - Resultados obtidos para o modelo W150-L4,5-C75 considerando diferentes valores de restrição rotacional

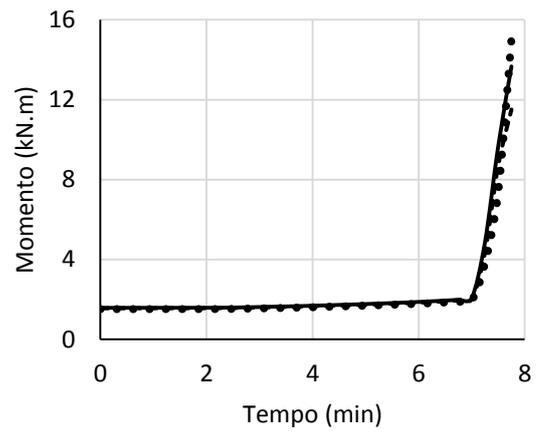


a) Forças de restrição



c) Deslocamento lateral

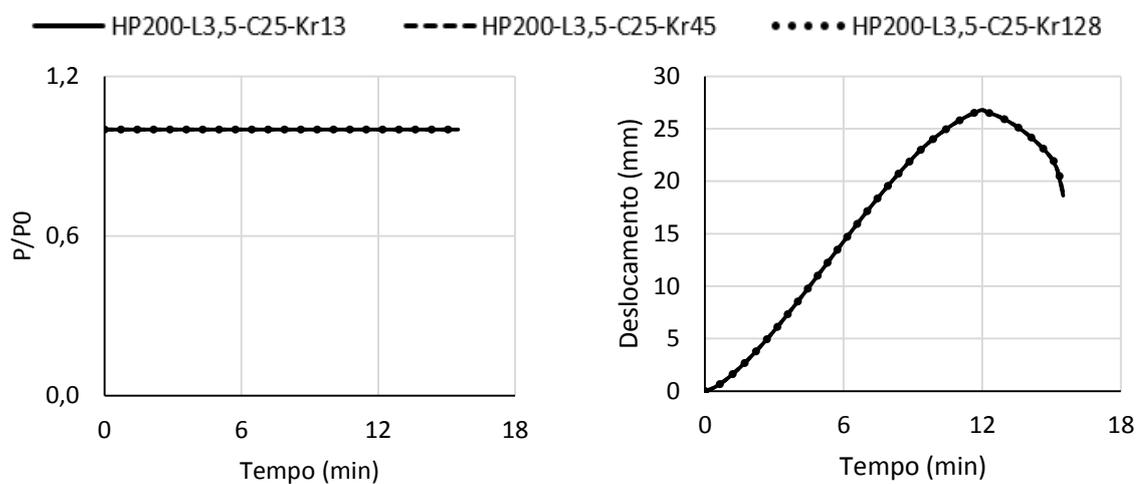
b) Deslocamento axial



d) Momento fletor

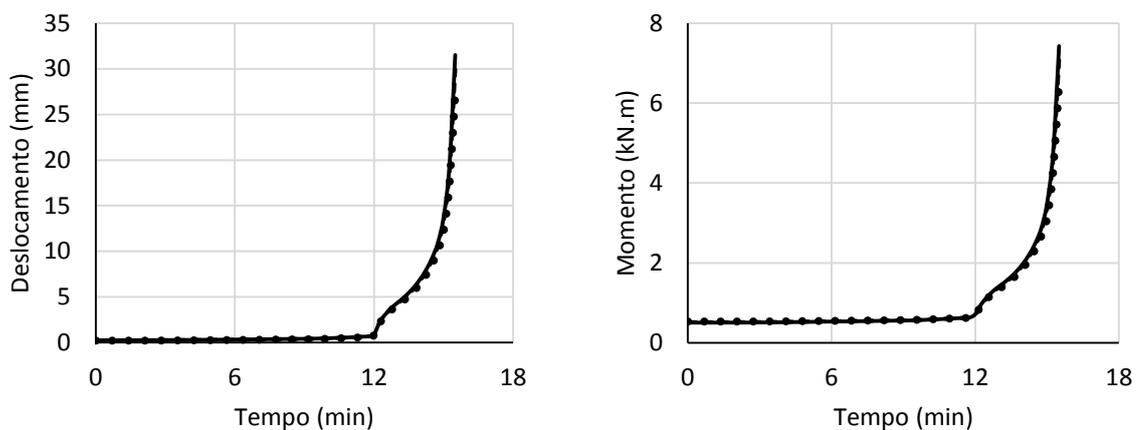
Fonte: Autora

Figura AP.26 – Resultados obtidos para o modelo HP200-L3,5-C25 considerando diferentes valores de restrição rotacional



a) Forças de restrição

b) Deslocamento axial

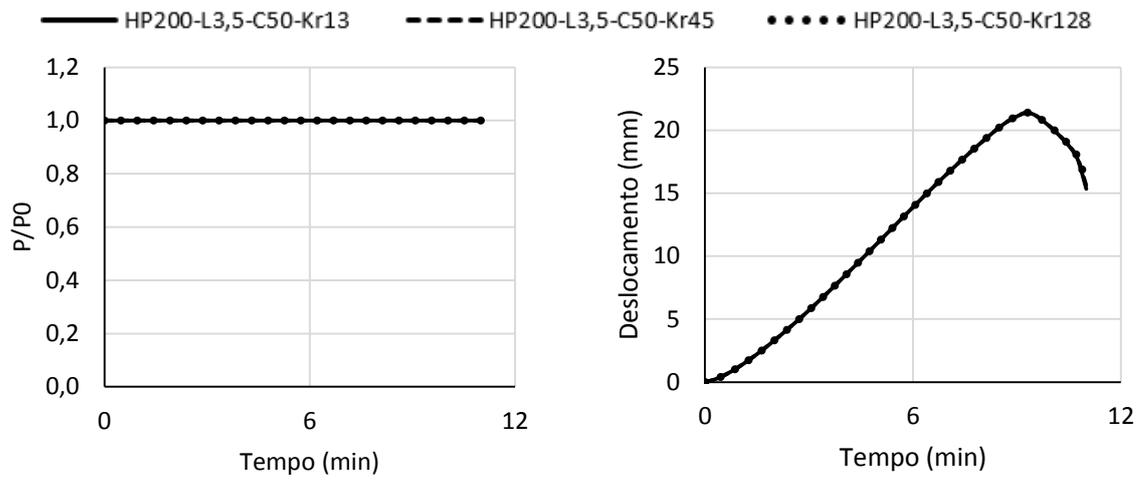


c) Deslocamento lateral

d) Momento fletor

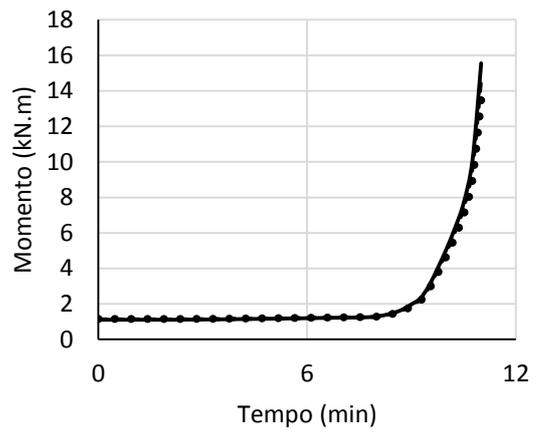
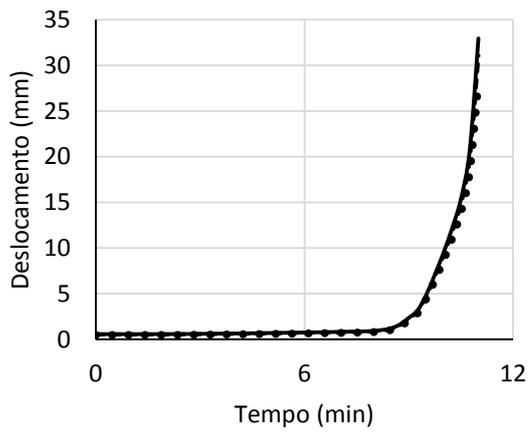
Fonte: Autora

Figura AP.27 - Resultados obtidos para o modelo HP200-L3,5-C50 considerando diferentes valores de restrição rotacional



a) Forças de restrição

b) Deslocamento axial

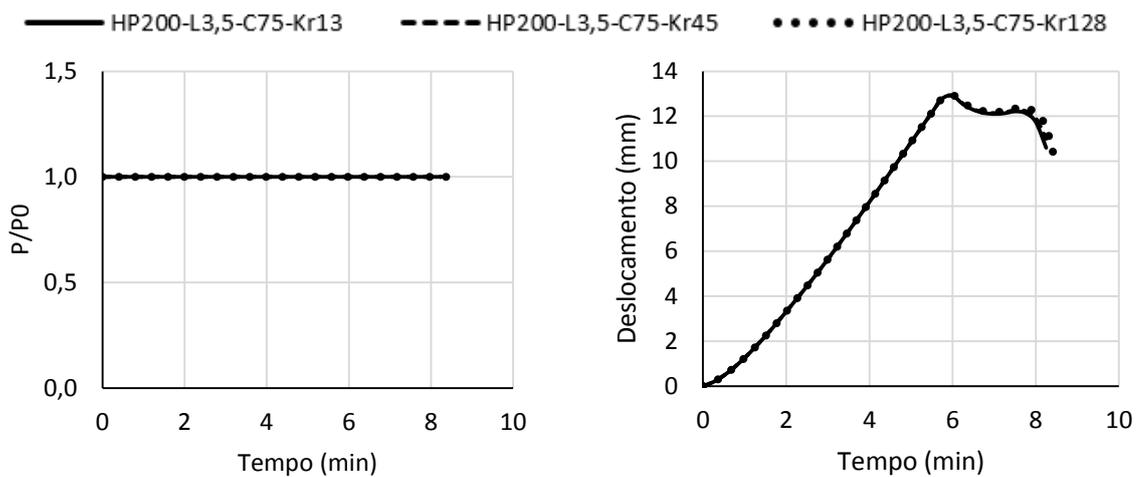


c) Deslocamento lateral

d) Momento fletor

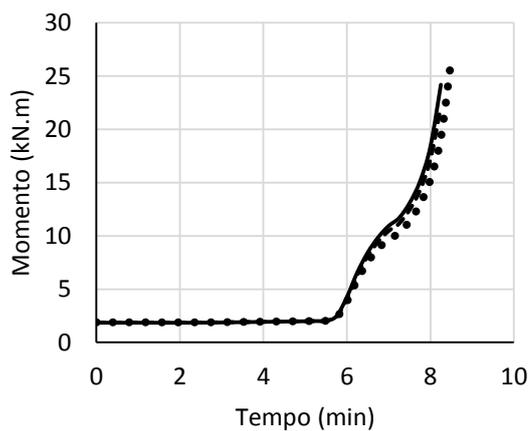
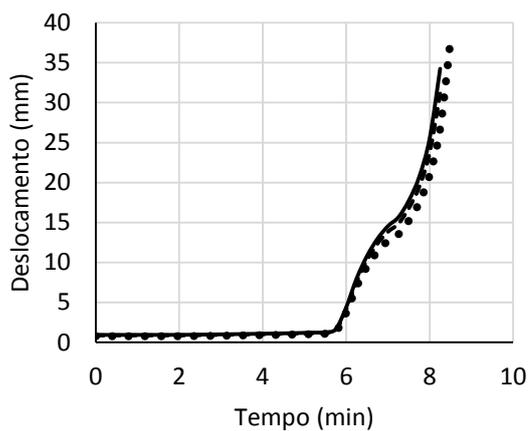
Fonte: Autora

Figura AP.28 - Resultados obtidos para o modelo HP200-L3,5-C75 considerando diferentes valores de restrição rotacional



a) Forças de restrição

b) Deslocamento axial

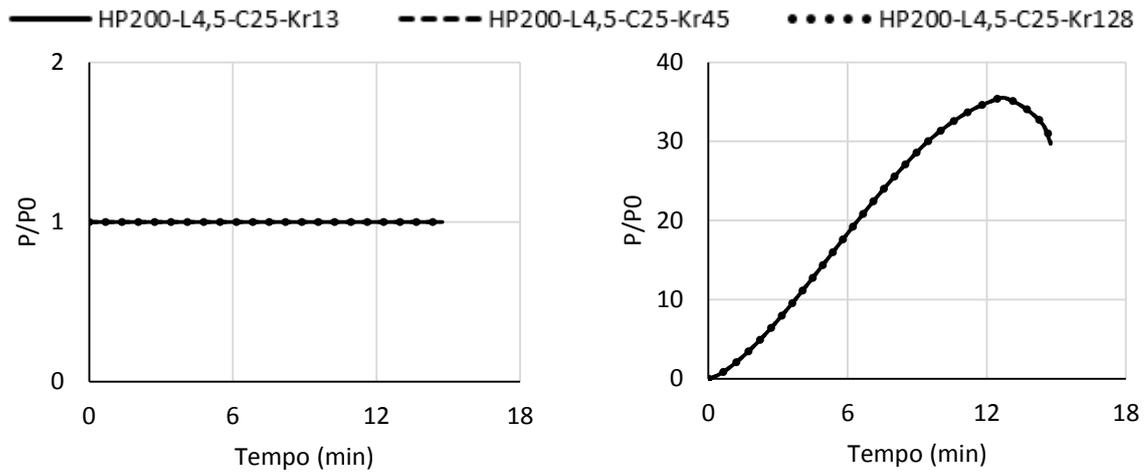


c) Deslocamento lateral

d) Momento fletor

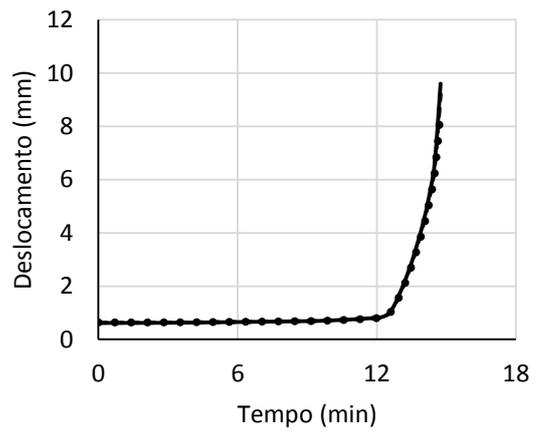
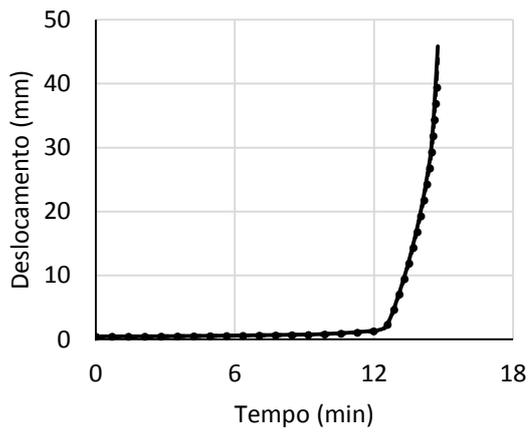
Fonte: Autora

Figura AP.29 - Resultados obtidos para o modelo HP200-L4,5-C25 considerando diferentes valores de restrição rotacional



a) Forças de restrição

b) Deslocamento axial

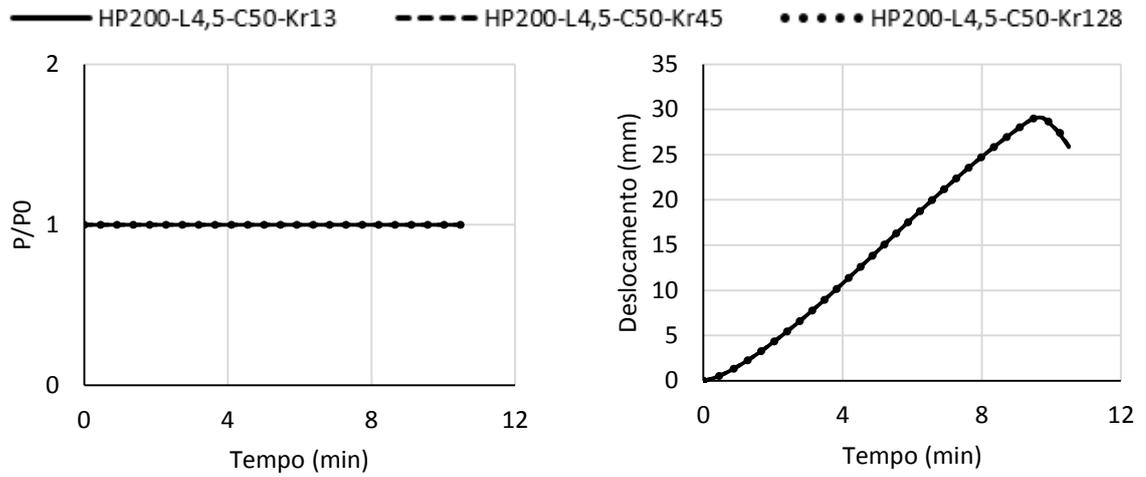


c) Deslocamento lateral

d) Momento fletor

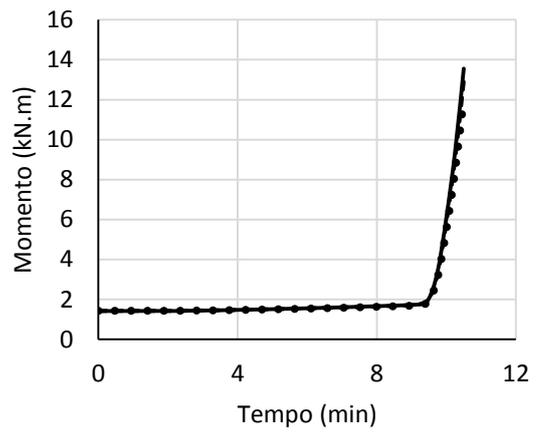
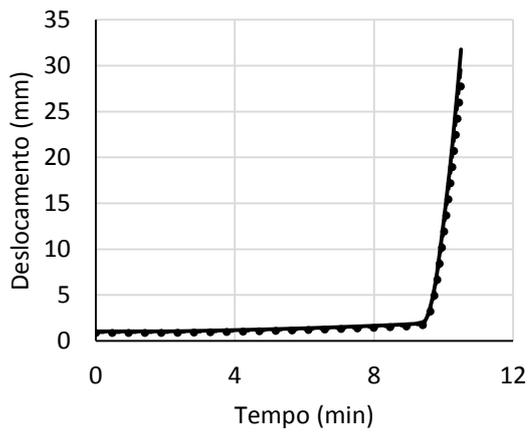
Fonte: Autora

Figura AP.30 - Resultados obtidos para o modelo HP200-L4,5-C50 considerando diferentes valores de restrição rotacional



a) Forças de restrição

b) Deslocamento axial

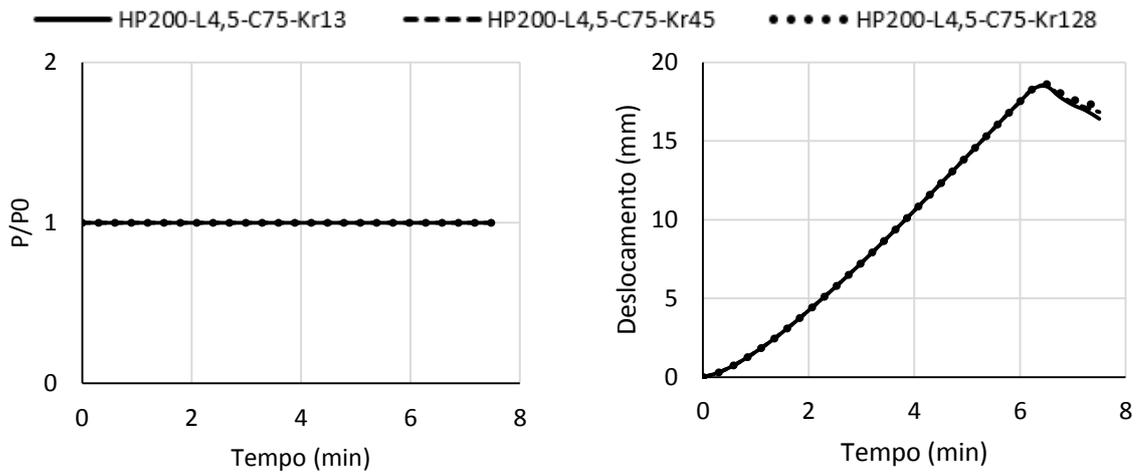


c) Deslocamento lateral

d) Momento fletor

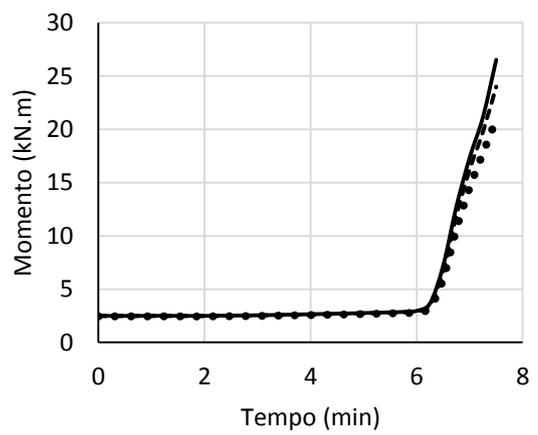
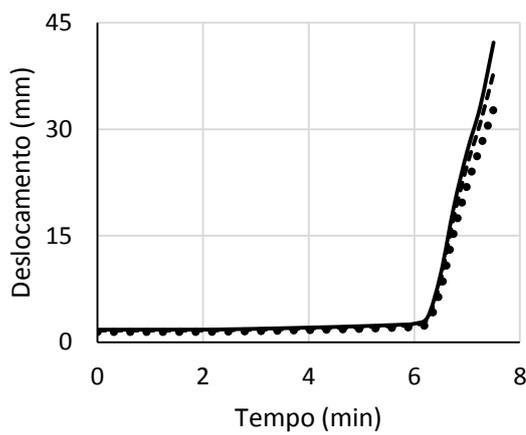
Fonte: Autora

Figura AP.31 - Resultados obtidos para o modelo HP200-L4,5-C75 considerando diferentes valores de restrição rotacional



a) Forças de restrição

b) Deslocamento axial



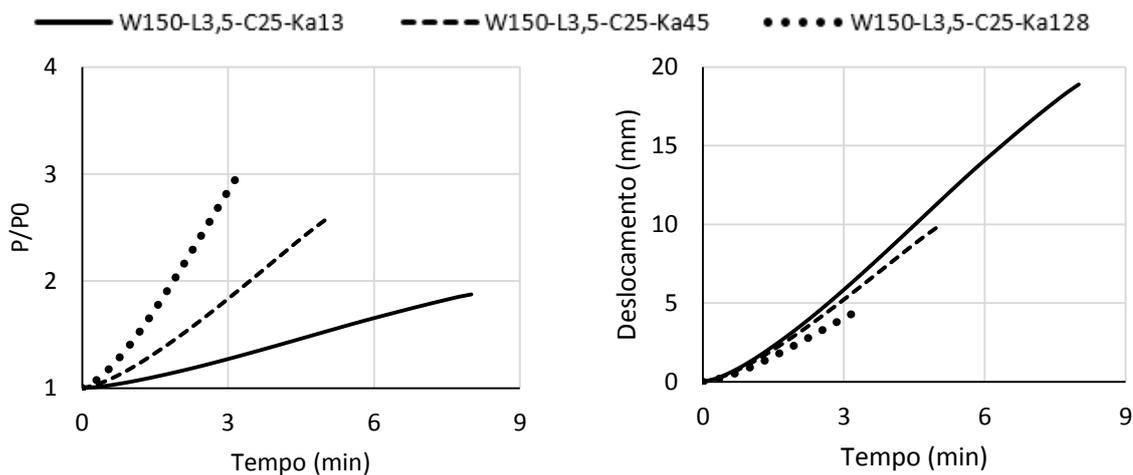
c) Deslocamento lateral

d) Momento fletor

Fonte: Autora

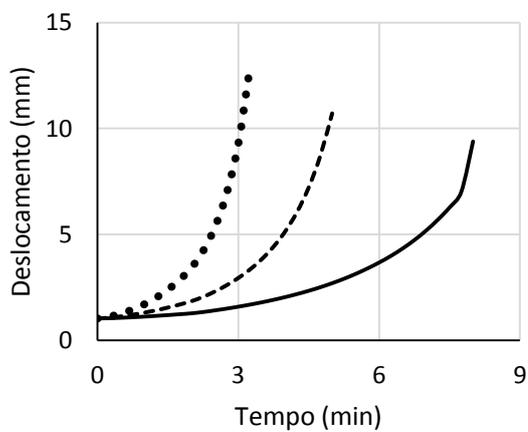
B.3. Modelos considerando somente restrição axial

Figura AP.32 – Resultados obtidos para o modelo W150-L3,5-C25 considerando diferentes valores de restrição axial



a) Forças de restrição

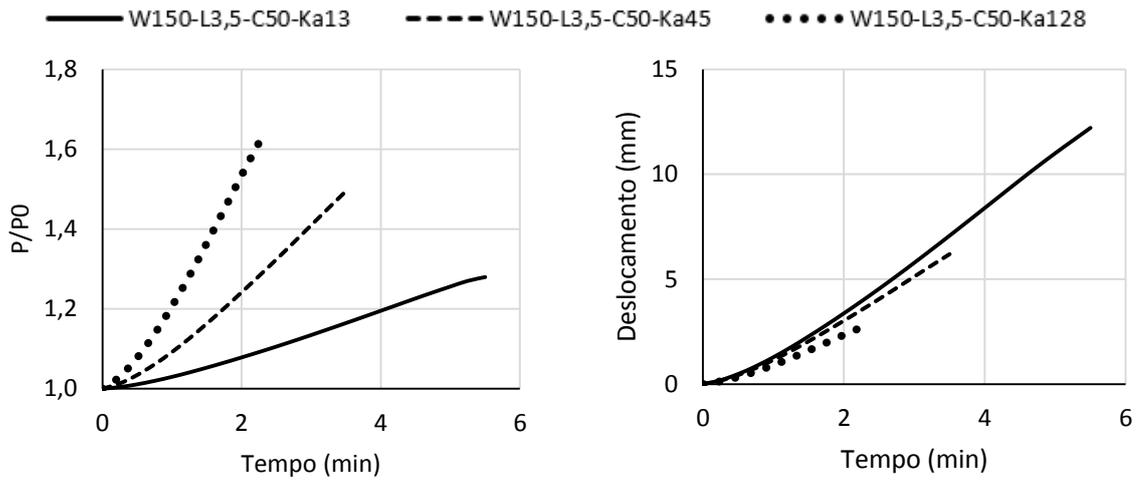
b) Deslocamento axial



c) Deslocamento lateral

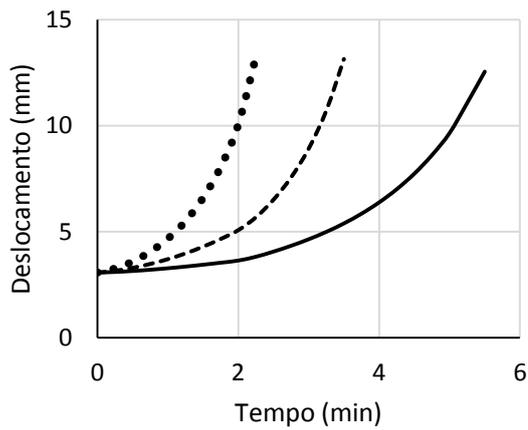
Fonte: Autora

Figura AP.33 - Resultados obtidos para o modelo W150-L3,5-C50 considerando diferentes valores de restrição axial



a) Forças de restrição

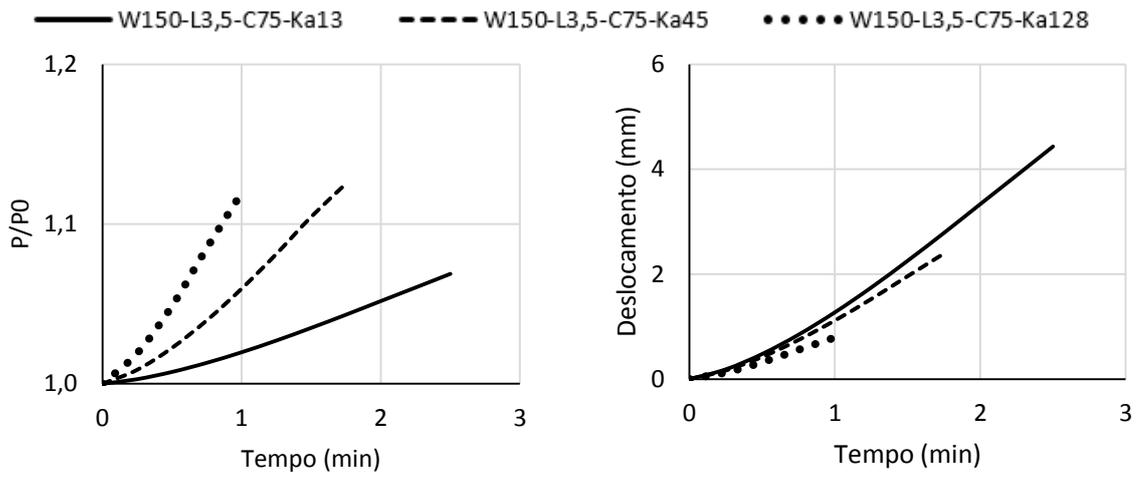
b) Deslocamento axial



c) Deslocamento lateral

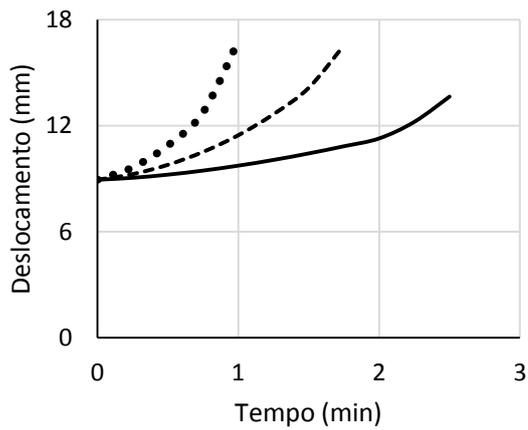
Fonte: Autora

Figura AP.34 - Resultados obtidos para o modelo W150-L3,5-C75 considerando diferentes valores de restrição axial



a) Forças de restrição

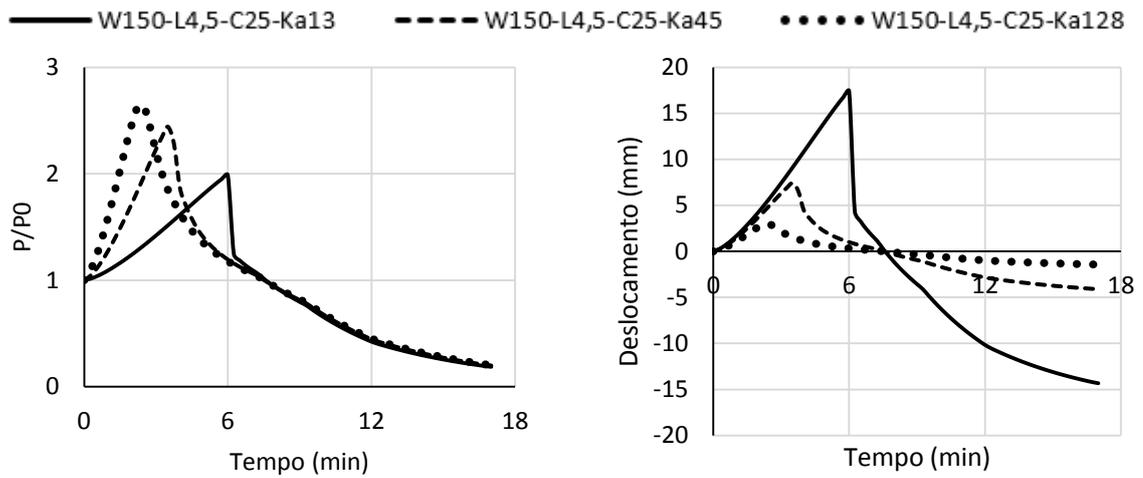
b) Deslocamento axial



c) Deslocamento lateral

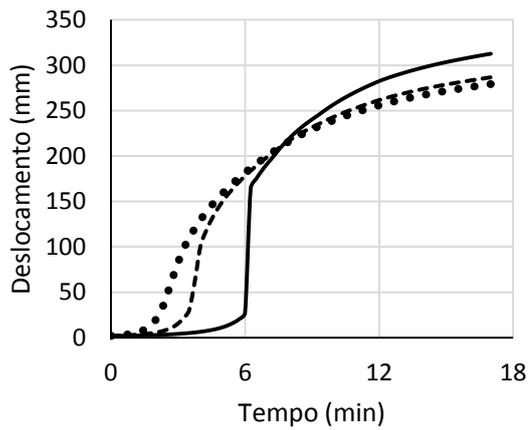
Fonte: Autora

Figura AP.35 - Resultados obtidos para o modelo W150-L4,5-C25 considerando diferentes valores de restrição axial



a) Forças de restrição

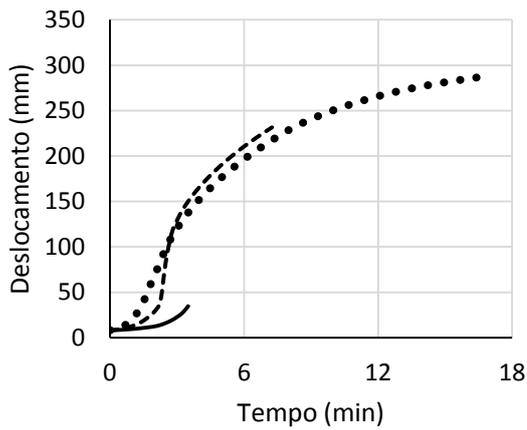
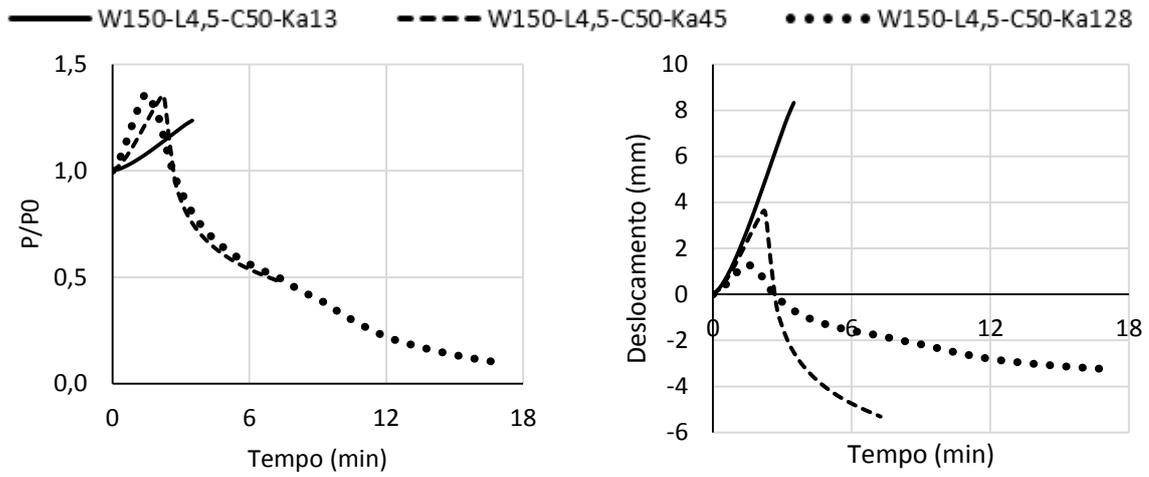
b) Deslocamento axial



c) Deslocamento lateral

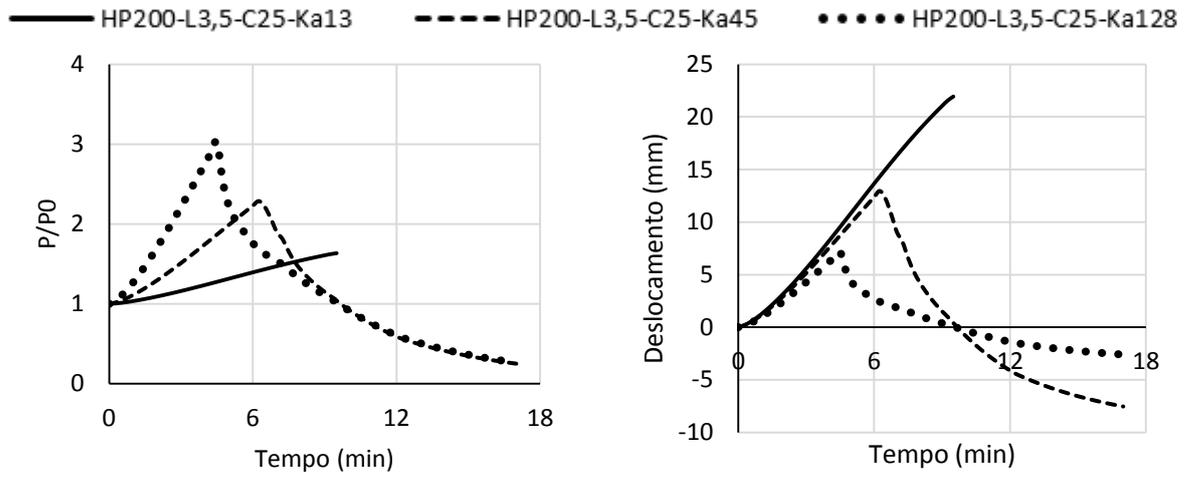
Fonte: Autora

Figura AP.36 - Resultados obtidos para o modelo W150-L4,5-C50 considerando diferentes valores de restrição axial



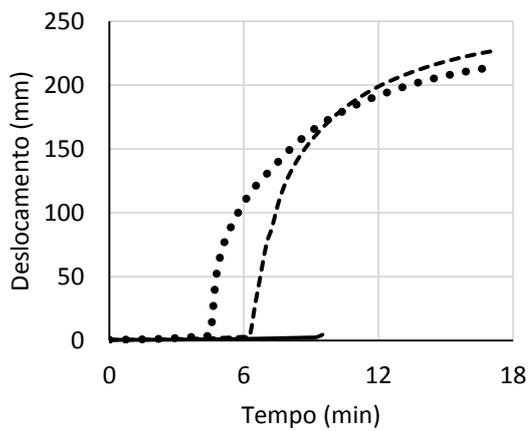
Fonte: Autora

Figura AP.37 – Resultados obtidos para o modelo HP200-L3,5-C25 considerando diferentes valores de restrição axial



a) Forças de restrição

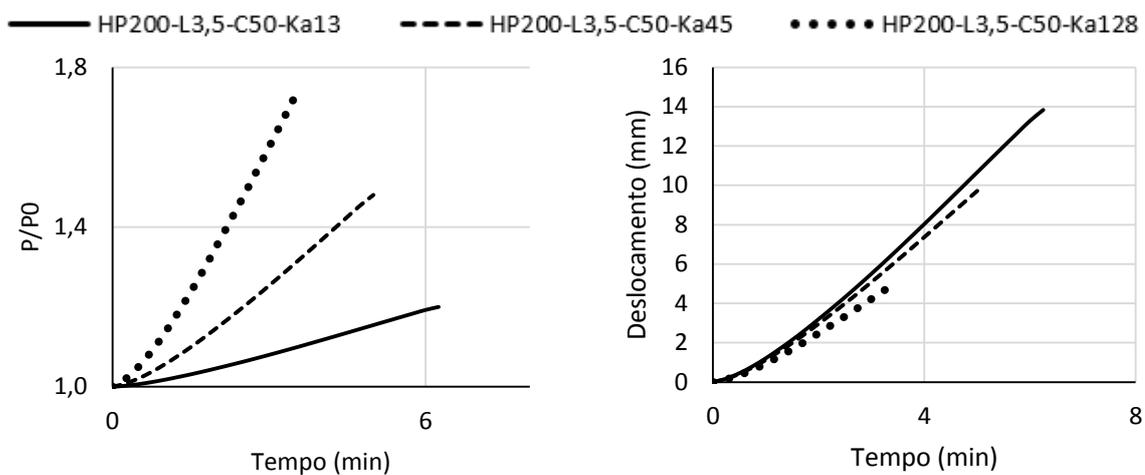
b) Deslocamento axial



c) Deslocamento lateral

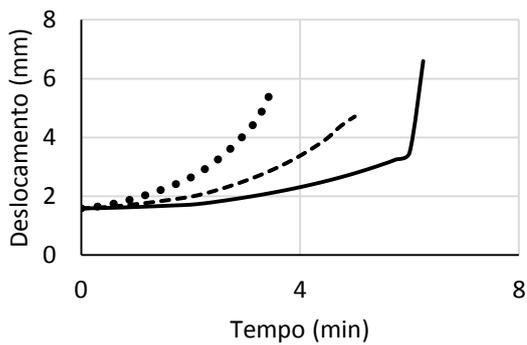
Fonte: Autora

Figura AP.38 - Resultados obtidos para o modelo HP200-L3,5-C50 considerando diferentes valores de restrição axial



a) Forças de restrição

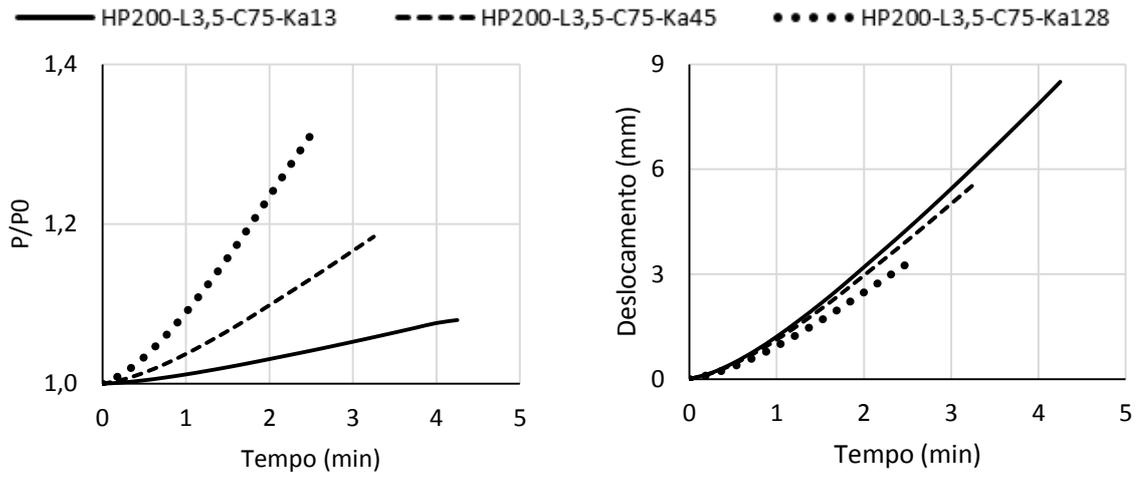
b) Deslocamento axial



c) Deslocamento lateral

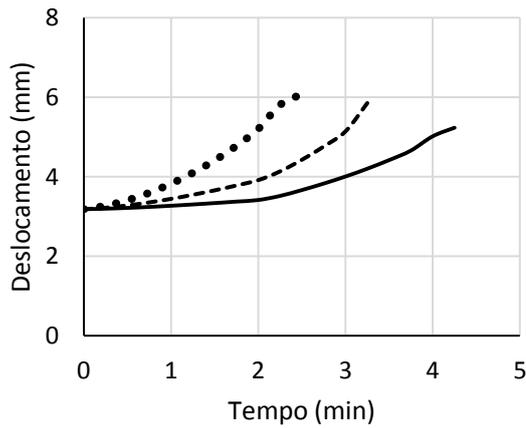
Fonte: Autora

Figura AP.39 - Resultados obtidos para o modelo HP200-L3,5-C75 considerando diferentes valores de restrição axial



a) Forças de restrição

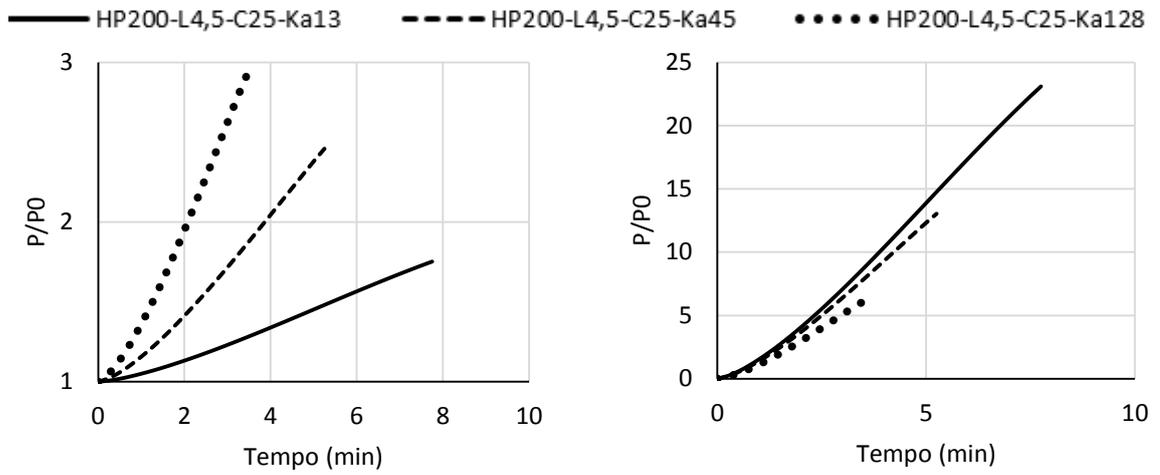
b) Deslocamento axial



c) Deslocamento lateral

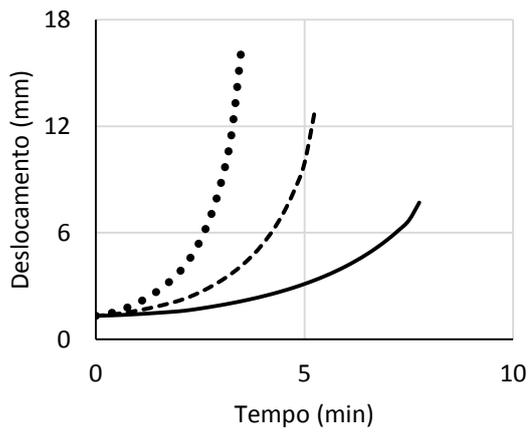
Fonte: Autora

Figura AP.40 - Resultados obtidos para o modelo HP200-L4,5-C25 considerando diferentes valores de restrição axial



a) Forças de restrição

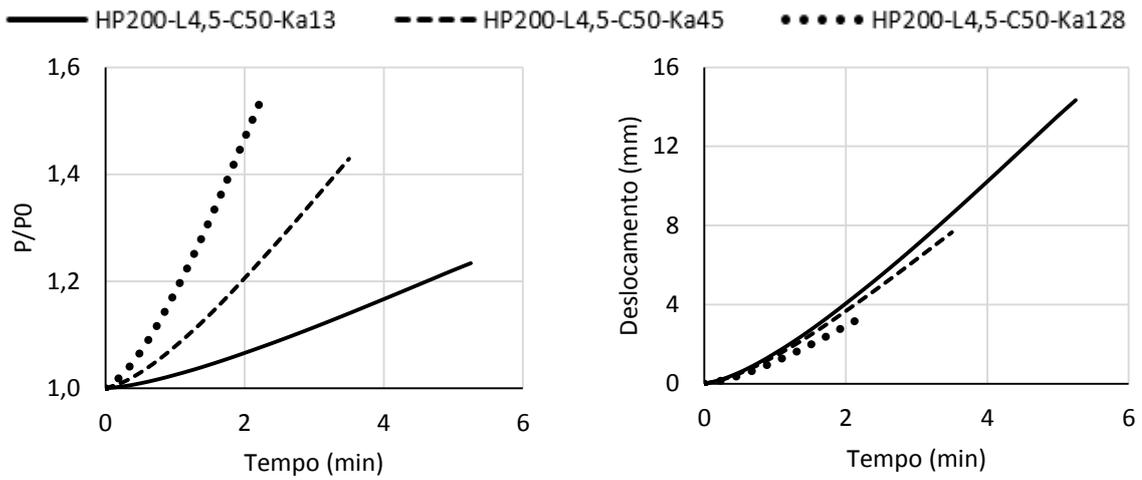
b) Deslocamento axial



c) Deslocamento lateral

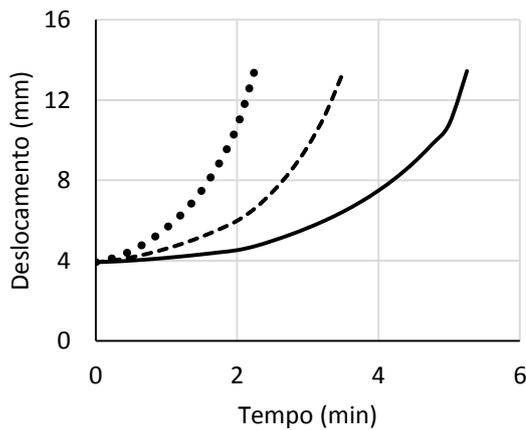
Fonte: Autora

Figura AP.41 - Resultados obtidos para o modelo HP200-L4,5-C50 considerando diferentes valores de restrição axial



a) Forças de restrição

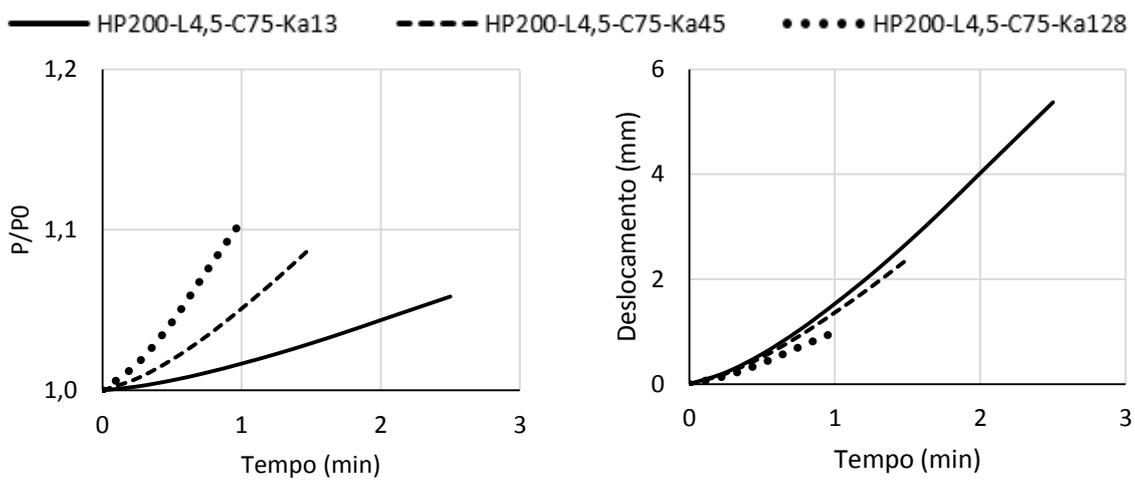
b) Deslocamento axial



c) Deslocamento lateral

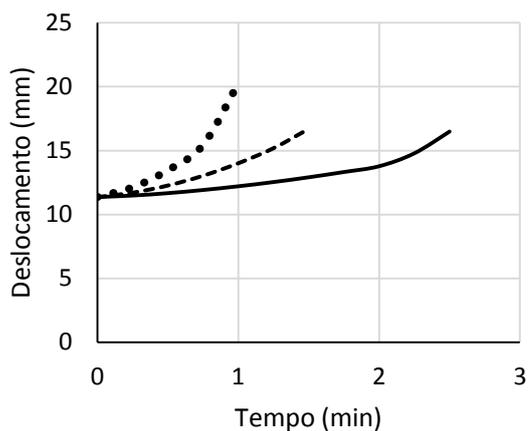
Fonte: Autora

Figura AP.42 - Resultados obtidos para o modelo HP200-L4,5-C75 considerando diferentes valores de restrição axial



a) Forças de restrição

b) Deslocamento axial

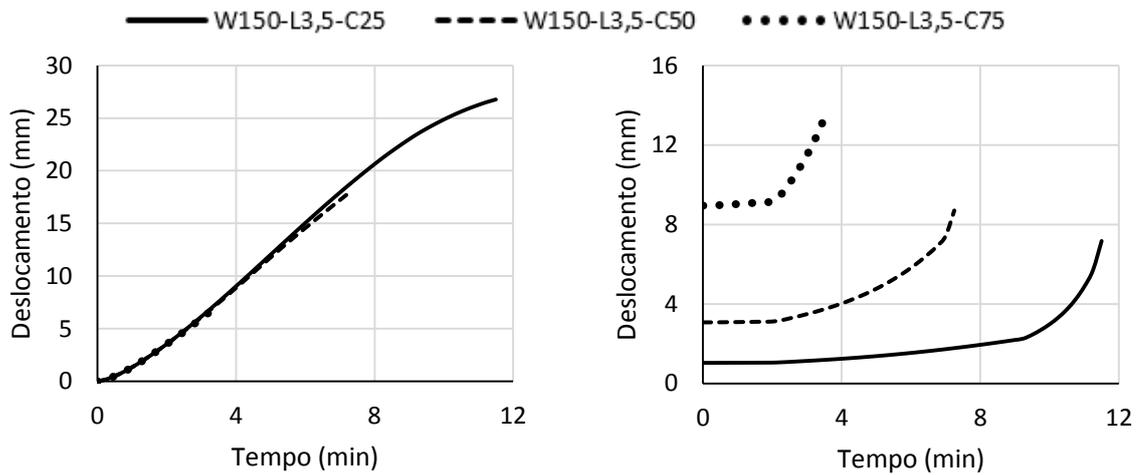


c) Deslocamento lateral

Fonte: Autora

B.4. Modelos sem nenhuma restrição

Figura AP.43 - Resultados obtidos para o modelo com seção transversal W150x37,1, comprimento igual a 3,5 m e diferentes níveis de carregamento

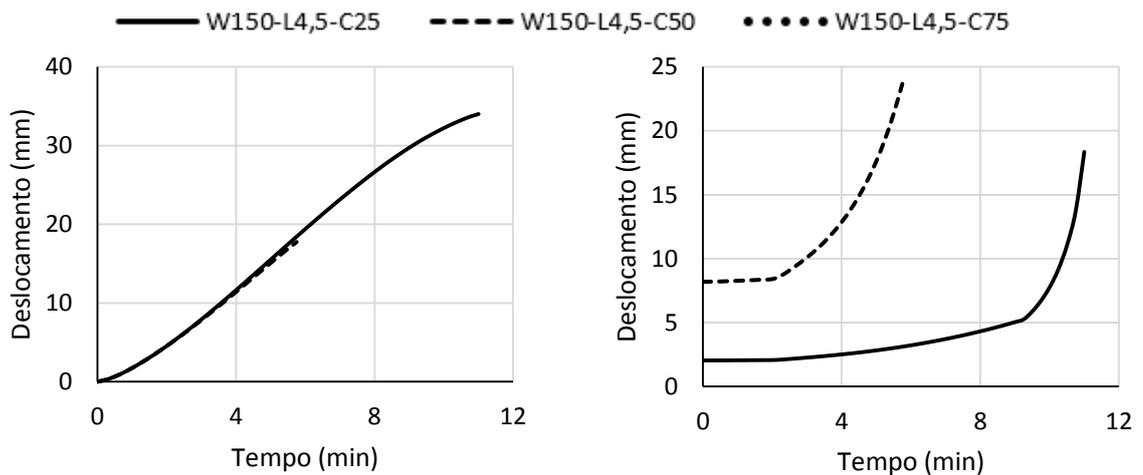


a) Deslocamento axial

b) Deslocamento lateral

Fonte: Autora

Figura AP.44 - Resultados obtidos para o modelo com seção transversal W150x37,1, comprimento igual a 4,5 m e diferentes níveis de carregamento

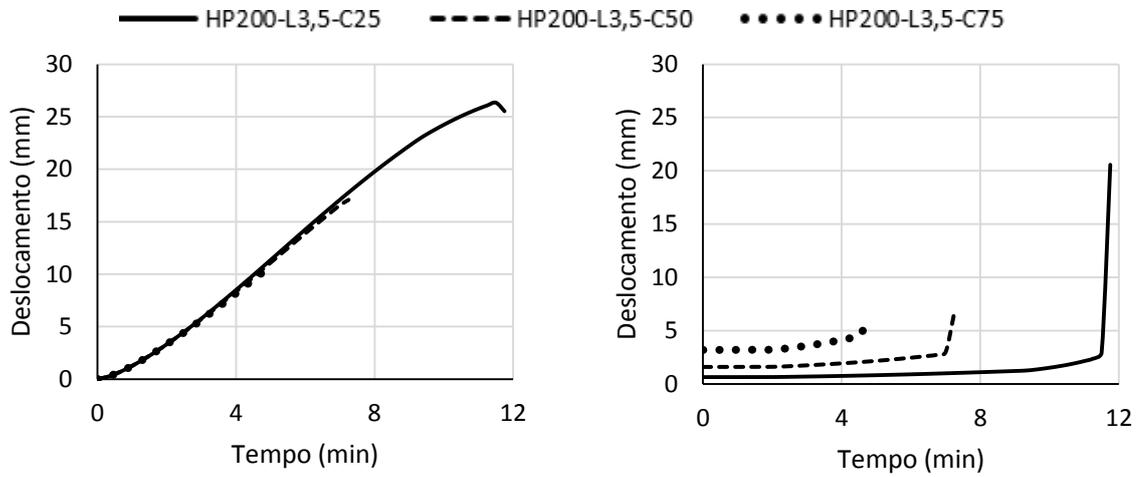


a) Deslocamento axial

b) Deslocamento lateral

Fonte: Autora

Figura AP.45 - Resultados obtidos para o modelo com seção transversal HP200x53, comprimento igual a 3,5 m e diferentes níveis de carregamento

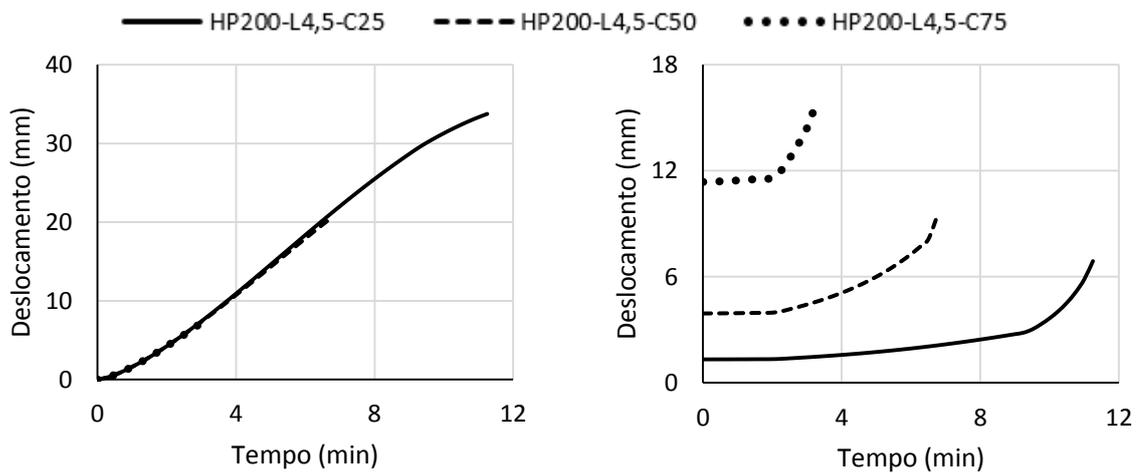


c) Deslocamento axial

d) Deslocamento lateral

Fonte: Autora

Figura AP.46 - Resultados obtidos para o modelo com seção transversal HP200x53, comprimento igual a 4,5 m e diferentes níveis de carregamento



c) Deslocamento axial

d) Deslocamento lateral

Fonte: Autora