

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

ARIADNE BARONI

**SIMULAÇÃO COMPUTACIONAL DO COLAPSO EM EDIFÍCIO DE
AÇO COM MÚLTIPLOS ANDARES DEVIDO À AÇÃO DO INCÊNDIO**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

CURITIBA

2017

ARIADNE BARONI

**SIMULAÇÃO COMPUTACIONAL DO COLAPSO EM EDIFÍCIO
DE AÇO COM MÚLTIPLOS ANDARES DEVIDO À AÇÃO DO
INCÊNDIO**

Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação, apresentado à disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso 2, do Curso Superior de Bacharelado em Engenharia Civil do Departamento Acadêmico de Construção Civil – DACOC – da Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel.

Orientadora: Prof. Dra. Érica Fernanda Aiko Kimura

CURITIBA

2017

FOLHA DE APROVAÇÃO

SIMULAÇÃO COMPUTACIONAL DO COLAPSO EM EDIFÍCIO DE AÇO COM MÚLTIPLOS ANDARES DEVIDO À AÇÃO DO INCÊNDIO

Por

ARIADNE BARONI

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil, da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, defendido e aprovado em 21 de junho de 2016, pela seguinte banca de avaliação:

Profa. Orientadora – Érica Fernanda Aiko Kimura, Dra.
UTFPR

Profa. Renata Sá Brito Stramandinoli, Dra.
UTFPR

Prof. Amacin Rodrigues Moreira, MSc.
UTFPR

AGRADECIMENTOS

Gostaria de começar agradecendo à Deus, pelas oportunidades que me dá todos os dias e por ter me colocado em uma família maravilhosa. Agradeço enormemente aos meus pais, Luiz Fernando e Afrodite por me amarem, estarem sempre ao meu lado nas minhas loucuras, me incentivando e apoiando em tudo o que faço e pelo suporte que foram quando precisei de colo. Agradeço principalmente ao meu pai, por ter sempre me levado em suas obras e alimentado essa curiosidade de engenheira que existe em mim, sempre me ensinando com paciência e me dando diversas oportunidades de aprendizado. Agradeço à minha irmã, Arethusa, pelo companheirismo, entendimento, por todo o cuidado que sempre teve comigo e pela ajuda na revisão desse trabalho.

Agradeço ao meu namorado, Fábio, que esteve sempre presente durante a criação desse trabalho, me ajudando quando possível, ficando ao meu lado nas madrugadas de escrita e me aturando por falar incessantemente do tema. Obrigada pela parceria, carinho e compreensão quando precisei.

Meu obrigada vai também para as minhas melhores amigas com quem divido as melhores histórias: Drielly, Victória, Patrícia, Thaísa e Yasmin, que são um punhado de tudo que há de diferente e que somadas são a melhor companhia que alguém pode ter. Da mesma forma agradeço os amigos que a universidade me deu e estiveram comigo nos momentos bons e ruins do curso.

Agradeço principalmente à minha orientadora, Érica, que me apresentou esse tema fascinante e que pacientemente me guiou para que chegássemos ao resultado esperado.

Agradeço aos professores da banca, Amacin e Renata, por dedicarem seu tempo e pelos conselhos pertinentes.

Por fim, obrigada a todos que de alguma maneira estiveram presente na minha vida e me ajudaram nesse traçado até aqui.

RESUMO

BARONI, Ariadne. Simulação computacional do colapso em edifícios de aço com múltiplos andares devido à ação do incêndio. 2017. 65f. Trabalho de Conclusão de Curso. (Bacharelado em Engenharia Civil), Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Curitiba, 2017.

O presente trabalho apresenta uma análise estrutural, realizada por meio de um modelo numérico concebido no SAP2000, cujo objetivo é estudar o comportamento de uma estrutura em aço de múltiplos andares sujeita a ação localizada de incêndio. Neste estudo foram avaliados 3 diferentes compartimentos submetidos a temperaturas elevadas. Foram verificados os deslocamentos globais e a redistribuição de esforços na estrutura devido a ação do sinistro. Dessa forma, foi possível prever na estrutura onde a ação pontual de incêndio compartimentado é mais severa. Com o aumento da utilização de edificações em aço, o presente estudo pode apresentar contribuições significativas para a previsão de colapso local em estruturas. A partir dos resultados obtidos foi possível avaliar, de forma simplificada, como a ação térmica decorrente do incêndio tem influência sobre o comportamento global da estrutura.

Palavras-chave: Estrutura de Aço. Múltiplos Andares. Incêndio. Colapso. Edificações Metálicas. Análise Estrutural.

ABSTRACT

BARONI, Ariadne. *Computational simulation of collapse in multi-story steel buildings due to fire action.* 2017. 65pgs. Term paper. (Bachelor Degree of Civil Engineering), Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Curitiba, 2017.

This work presents a structural analysis, made through a numerical model conceived in SAP2000, which objective is to study the behavior of a steel structure of multiple floors subject to localized fire action. This paper presents the evaluation of three different compartments under high temperatures in order to verify overall displacements and the redistribution of efforts in the structure due to fire action. Thereby, it was possible to predict in the structure where the local action of compartmentalized fire is more severe. With the increase in the use of steel buildings, the present study may present significant contributions for the prediction of local collapse in structures. From the results obtained, it was possible to assess, in a simplified way, how the thermal action resulting from fire influences the overall behavior of the structure.

Key words: *Steel Structure. Multistory building. Fire. Collapse. Steel Building. Structural Analysis.*

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Home Insurance Building	5
Figura 2 - <i>One World Trade Center</i>	6
Figura 3 – World Trade Center 7.....	8
Figura 4 - Edifício Ronan Point após o colapso.....	8
Figura 5 - Método do colapso progressivo	9
Figura 6 - Calor específico em função da temperatura.....	16
Figura 7 - Condutividade térmica do aço em função da temperatura	17
Figura 8 - Deformação específica do aço carbono em função da temperatura.....	18
Figura 9 - Fatores de redução para curva tensão-deformação do aço)	20
Figura 10 - Gráfico de tensão-deformação ASTM aço A572 grau 50 para perfis não sujeitos a instabilidade local.....	20
Figura 11 - Convecção em um incêndio	21
Figura 12 - Fluxo de calor radiante.....	21
Figura 13 - Incêndio usual em um compartimento.....	22
Figura 14 – Curvas de incêndio padrão.....	25
Figura 15 - Exemplo de colapso progressivo	26
Figura 16 - Modelo tridimensional	28
Figura 17 - Planta do edifício com indicação do aquecimento pontual	29
Figura 18 - Resultados obtidos com as cargas pontuais	29
Figura 19 - Pontos de aplicação e diferentes resultados obtidos.....	33
Figura 20 - Planta estrutural.....	34
Figura 21 - Elevações da edificação	34
Figura 22 - Modelo 3D no SAP2000©.....	36
Figura 23 – Localização do compartimento 1	39
Figura 24 - Localização do compartimento 2.....	39
Figura 25 - Localização compartimento 3.....	40
Figura 26 – Deslocamento horizontal máximo devido ao incêndio no compartimento 1 – Térreo	44
Figura 27 - Deslocamento horizontal máximo devido ao incêndio no compartimento 1 - 10º andar	44
Figura 28 - Deslocamentos no compartimento 2	45

Figura 29 - Deslocamentos no compartimento 3	46
Figura 30 - Localização dos nós escolhidos	47
Figura 31 - Localização viga 71	50
Figura 32 - Modos de deslocamento da viga escolhida	51
Figura 33 - Localização pilar 18 e 808	52
Figura 34 - Pilar que sofre ação do incêndio	53
Figura 35 - Pilar imediatamente acima do que sofre ação do incêndio.....	53
Figura 36 - Gráfico dos esforços normais nos pilares para comparação	54

LISTA DE QUADROS E TABELAS

Quadro 1 - Propriedades dos aços utilizados	35
Quadro 2 - Características dos pilares	35
Quadro 3 - Características das vigas	35
Quadro 5 - Reações nominais nas vigas secundárias dos pisos e da cobertura	38
Tabela 1 - Comparação dos deslocamentos horizontais	37
Tabela 2 - Redução da resistência do aço USI CIVIL 350 de acordo com a temperatura	40
Tabela 3 - Redução da resistência do aço A572 Gr 50 de acordo com a temperatura.....	41
Tabela 4 - Redução do módulo de elasticidade do aço em função da temperatura..	41
Tabela 5 - Variação do coeficiente de dilatação térmica	42
Tabela 6 - Deslocamentos Máximos Horizontais (mm)	44
Tabela 7 - Deslocamentos Verticais nó 467 (mm)	47
Tabela 8 - Deslocamentos verticais no nó 468 (mm).....	48
Tabela 9 - Dilatação linear	50
Tabela 10 - Dilatação térmica obtida pelo SAP2000	50
Tabela 11 - Diferença percentual em função da temperatura.....	51
Tabela 12 - Força axial resistente de cálculo	55
Tabela 13 - Comparação dos esforços normais e resistentes	55

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Deslocamentos máximos horizontais no compartimento 1 nos andares térreo e 10	45
Gráfico 2 - Deslocamentos máximos horizontas em função da temperatura nos compartimentos	46
Gráfico 3 - Comparação dos deslocamentos verticais no compartimento 1 – Térreo e 10º andar – Nó 467	48
Gráfico 4 - Comparação dos deslocamentos verticais no compartimento 2 e 3 - Nó 467.....	49
Gráfico 5 - Esforço normal nos pilares em função do aumento da temperatura	55
Gráfico 6 - Diminuição da força axial resistente de cálculo em função do aumento de temperatura.....	56

LISTA DE SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AISC	<i>American Institute of Steel Construction</i>
ASCE	<i>American Society of Civil Engineers</i>
CBCA	Centro Brasileiro da Construção em Aço
CSI	<i>Computers and Structures, Inc.</i>
ELS	Estado Limite de Serviço
ELU	Estado Limite Último
NBR	Norma Brasileira

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	5
1.1 OBJETIVOS	9
1.1.1 Objetivo Geral	9
1.1.2 Objetivos Específicos	9
1.2 JUSTIFICATIVA	10
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	11
2.1 DOCUMENTAÇÃO EXISTENTE	11
2.2.1 Sistemas de proteção contra incêndios	12
2.2.1.1. Compartimentação	12
2.2.1.2. Escadas de emergência	13
2.3 PROPRIEDADES TÉRMICAS	14
2.4 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS EM ALTAS TEMPERATURA	15
2.4.1 Propriedades do aço	15
2.4.2 Calor específico	16
2.4.3 Condutividade térmica	17
2.4.4 Dilatação térmica	17
2.4.5 Coeficientes de redução	18
2.5 TRANSFERÊNCIA DE CALOR	21
2.6 CARGA DE INCÊNDIO	22
2.7 INCÊNDIO REAL	22
2.7.1 MODELOS DE INCÊNDIO	23
2.8 TEMPO DE REFERÊNCIA (TRRF)	25
2.9 O COLAPSO PROGRESSIVO	26
2.9.1 Método indireto	27
2.9.2 Método direto	27
2.10 MÉTODOS DE ANÁLISE DE ESTRUTURA SUBMETIDAS AO INCÊNDIO ..	30
2.10.1 Modelos avançados de cálculo	30
2.10.2 Análise numérica	31
3 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS	32
3.1 DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA ANALISADA	33
3.2 PREMISSAS DA ANÁLISE ESTRUTURAL	36
3.2.1. Validação do modelo	36
3.2.2. Análise da estrutura sob ação do incêndio	37
3.3 COMPARTIMENTOS ANALISADOS	38
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES	43
4.1 DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS MÁXIMOS	43
4.2 DESLOCAMENTOS VERTICAIS	47
4.2 COMPARAÇÃO DE DESLOCAMENTO COM VIGA ISOLADA	49
4.3 ANÁLISE DAS FORÇAS AXIAIS EM UM PILAR	51
5 CONCLUSÕES	57
REFERÊNCIAS	59

1 INTRODUÇÃO

As estruturas metálicas são utilizadas em diversos tipos de sistemas construtivos nos Estados Unidos e Europa desde o século XVIII. Ainda, atualmente na Inglaterra mais de 70% das edificações com mais de quatro andares são executadas em aço (NAKAMURA, 2006). No mundo e no Brasil, o setor responsável pelo maior consumo de produtos siderúrgicos é a construção civil e o setor no Brasil é responsável por 37% do consumo aparente de aço (INABA e MAC CORD S. C., 2015). Segundo Giribola *apud* CBCA (2012), a participação do aço em obras brasileiras no ano de 2010 chegou a 14% sendo que em 2002 a participação era de apenas 5% em todas as construções no país.

O primeiro “arranha céu” em aço no mundo foi o prédio do *Home Insurance Building* (figura 1) construído em 1885 em Chicago, nos Estados Unidos. A construção, feita com pilares e vigas de aço, atingiu a altura de 55 metros e 10 andares (The Home Insurance Building).



Figura 1 - Home Insurance Building
Fonte: *Guinness World Records* (2017)

Hoje em dia, um grande marco é o prédio *One World Trade Center* (figura 2) que foi construído no local do primeiro *World Trade Center*. A edificação encontra-se em Manhattan nos Estados Unidos, com 104 andares e 546,2 metros de altura até a ponta de sua antena. A construção deste, mistura elementos de aço e concreto e essa junção permitiu que seja considerado o prédio mais alto dos Estados Unidos (One World Trade Center, 2017).



Figura 2 - One World Trade Center
Fonte: One World Trade Center (2017)

As vantagens da utilização de estruturas metálicas são diversas. A maior velocidade de construção é obtida devido ao ciclo rápido de fabricação e montagem e também à possibilidade de trabalhar com diversas frentes de serviço simultaneamente. Com isso, ganha-se na produtividade e competitividade. Por ser um elemento estrutural que passa por um processo industrial, é possível garantir qualidade assegurando as propriedades escolhidas para o material. As estruturas metálicas são mais leves do que as de concreto logo, quando comparadas, ocorre um alívio de carga nas fundações quando a construção em aço é utilizada. Além disso, a leveza contribui para o transporte e içamento das peças.

Conjuntamente, a estrutura em aço apresenta benefícios construtivos como: possibilidade de maiores vãos, aumento da área útil da construção devido à esbeltez das peças, maior praticidade em reformas e ampliações e maior simplicidade para a passagem de tubulações. Por fim, devido a sua alta reciclabilidade, existe a diminuição de rejeitos colaborando com as questões ambientais (PINHO e PENNA, 2008).

Com a maior utilização das estruturas metálicas, fez-se necessário a criação de normas que visem a segurança da estrutura, garantindo bom desempenho ao longo dos anos de uso e a proteção dos usuários em casos de perturbações na estabilidade estrutural.

Sendo assim, a norma técnica ABNT NBR 8800:2008 – *Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios*, recomenda os procedimentos a serem seguidos para a boa execução das estruturas metálicas. Determinados projetos devem seguir também as recomendações da ABNT NBR 14323:2013 – *Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio*, que se refere aos requisitos necessários à estrutura para a resistência ao fogo. Além dessas normas, no estado do Paraná o Corpo de Bombeiros Militar possui Normas de Procedimentos Técnicos, como a NPT008-11, que institui as condições necessárias à estrutura para que o colapso estrutural seja evitado, possibilitando as ações dos bombeiros e a desocupação da edificação.

Quando um incêndio toma uma edificação em aço, o comportamento da estrutura é agravado em função do tempo de exposição ao fogo e, conseqüentemente do aumento de temperatura no material. Em certos casos, a construção pode ficar exposta ao fogo por diversas horas e não apresentar ruína. Em outras situações, ela pode ficar exposta por um período relativamente curto e colapsar.

Um exemplo conhecido de colapso é do World Trade Center 7 (figura 3), com 47 andares, localizado ao norte do *World Trade Center Complex*. O prédio incendiou-se devido ao impacto dos detritos do WTC 1 e suportou a carga de incêndio por sete horas antes de entrar em colapso. O relatório final da análise da queda apontou como fatores contribuintes para a falha da estrutura: a expansão térmica devido à temperatura muito acima das consideradas para o projeto, a magnificação dos efeitos da expansão térmica em consequência dos grandes vãos e um sistema estrutural que não foi concebido para resistir ao colapso progressivo induzido pelo fogo (NIST NCSTAR, 2008).



Figura 3 – World Trade Center 7
Fonte: Fanghong (1992)

O colapso do edifício Ronan Point (figura 4), em 1968, deu início ao estudo do colapso progressivo. Houve uma explosão no décimo oitavo andar devido a um vazamento de gás e devido ao impacto, alguns elementos estruturais colapsaram. Através da redistribuição dos esforços (figura 5) várias lajes dos pavimentos não suportaram a carga e acabaram ruindo.



Figura 4 - Edifício Ronan Point após o colapso
Fonte: Verlaan (2011)

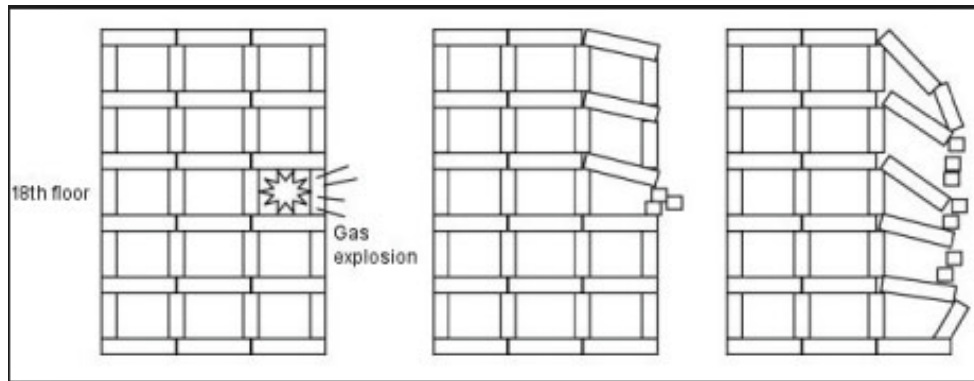


Figura 5 - Método do colapso progressivo
Fonte: Lessons learnt from structural failures (2016)

O colapso progressivo é definido pela *American Society of Civil Engineers* como a propagação de uma falha local de um elemento estrutural a outro, resultando no colapso total ou parcial da estrutura. Assim, a resistência ao colapso progressivo pode ser considerada como a capacidade da estrutura de redistribuir as cargas quando pelo menos um membro estrutural falha, de modo a evitar que a estrutura entre em efetiva e totalmente em colapso (ASCE STANDARD , 2005).

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

O objetivo geral do presente trabalho é analisar o comportamento estrutural de edifícios de múltiplos andares, construídos em aço, sujeitos a ação localizada de incêndio, por meio de análise numérica.

1.1.2 Objetivos Específicos

Dentre os objetivos específicos estão:

- Desenvolver modelo numérico de um edifício com múltiplos andares em aço que contemplem as ações de projeto e a redução da resistência do material em decorrência do aquecimento;

- Verificar os deslocamentos globais e a redistribuição de esforços na estrutura devido a ação do sinistro;
- Simular a ação térmica em outros compartimentos da estrutura com um modelo numérico devidamente representativo;
- Prever na estrutura onde a ação pontual de incêndio é mais severa.

1.2 JUSTIFICATIVA

Embora muitos documentos já publicados indiquem um grande avanço na normatização do setor de estruturas e nos critérios de segurança das edificações, a área ainda carece de estudos no tocante ao comportamento global das estruturas, seja em edifícios, em obras de arte sujeitas a sinistro, em edificações industriais entre outras.

Nesse campo de pesquisa, a análise numérica, uma vez elaborada criteriosamente, pode resultar em contribuições significativas para a previsão de colapso global em estruturas, visto que poucos laboratórios conseguem obter tal resposta experimentalmente.

Ressalta-se também que, considerar a ação do incêndio como critério de projeto torna-se de extrema importância devido a diminuição das resistências dos materiais estruturais e não estruturais quando submetidos à elevadas temperaturas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 NORMATIZAÇÃO EXISTENTE

Devido à grande necessidade de construir edificações que garantam segurança aos usuários quando em situação de incêndio, diversos regulamentos indicam práticas para assegurar maior tempo de resistência para a estrutura, possibilitando a evacuação do local e o trabalho dos brigadistas.

No estado do Paraná, a NPT 008-11 – *Resistência ao fogo dos elementos de construção* - estabelece condições necessárias para elementos estruturais e de compartimentação com intuito de que seja calculado o tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF - comentado no subitem 2.9) e, se possível, seja aplicada a redução deste tempo de acordo com as propriedades da construção garantindo a segura evacuação da edificação.

A ABNT NBR 14323:2013 é fundamentada no método dos estados-limites e na ANBT NBR 8800:2008 e ABNT NBR 14762:2010, intitulada *Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio – Procedimento*, para estipular os requisitos de projeto para as construções em aço e mistas de concreto e aço em uma situação de incêndio.

O Eurocode 3 – *Part. 1-2* (2004) descreve princípios, requerimentos e regras para o projeto de estruturas metálicas expostas ao fogo. A construção deve ser concebida de modo que quando em uma situação de incêndio:

- a) A construção mantenha sua resistência por um determinado período de tempo;
- b) A geração de fogo e fumaça seja limitada e não se espalhe para edificações vizinhas;
- c) Ocorra a evacuação do prédio ou, caso necessário, os brigadistas possam executar o resgate;
- d) Garanta a segurança da equipe de combate ao incêndio.

Com essa finalidade, o Eurocode 3 – *Part. 1-2* apresenta aspectos básicos de projeto (ações a serem consideradas e a análise estrutural), as propriedades dos materiais utilizados e suas possíveis proteções e modelos de cálculo para o comportamento da estrutura.

2.2 CRITÉRIOS DE PROJETO

Algumas soluções podem ser adotadas na fase do projeto para garantir bom desempenho e qualidade da edificação. É durante a etapa de projeto que podem ser identificadas as condições de uso da edificação e assim criar medidas que previnam o incêndio, posterguem suas ações e auxiliem na evacuação (ONO, VENEZIA e VALENTIN, 2008).

2.2.1 Sistemas de proteção contra incêndios

Existem dois métodos de proteção das estruturas contra incêndio: a proteção ativa e a proteção passiva. O primeiro método consiste na utilização de equipamentos e sistemas que são acionados para funcionar em situação de incêndio e objetivam a ágil detecção e sinalização para que ocorra a desocupação do edifício e o combate ao fogo. Alguns exemplos de proteção ativa são sistema de alarme de incêndio (botoeiras), detectores de fumaça ou temperatura com alarme, chuveiros automáticos (sprinklers), sistemas de controle de exaustão de fumaça, entre outros.

A proteção passiva é composta por meios de proteção que não requerem seu acionamento durante o incêndio pois são intrínsecas às construções. Como exemplo desse sistema de proteção temos as rotas de fuga, janelas e aberturas, distanciamento de edificações vizinhas, a compartimentação, materiais adequados e o dimensionamento dos elementos estruturais considerando a carga de incêndio (ONO *apud* COSTA 2008).

2.2.1.1. Compartimentação

A compartimentação é considerada uma proteção passiva da edificação e tem a finalidade de atuar como uma barreira resistente ao fogo impedindo que o incêndio se espalhe para outras áreas. Para evitar ou minimizar a ação do fogo, calor e gases aquecidos, utiliza-se elementos construtivos que apresentem elevada resistência térmica (portas, paredes resistentes, dampers corta fogo) de modo que isolem a edificação interna ou externamente e entre pavimentos. A compartimentação é

empregada principalmente para proteger áreas específicas como as rotas de fuga, poços e shafts, dutos de ventilação, forros e escadas enclausuradas, sendo nesses casos classificada como compartimentação essencial. A compartimentação também pode auxiliar no controle das dimensões do sinistro e visa facilitar o combate ao fogo e redução de risco para usuários.

A compartimentação pode ser horizontal ou vertical, dependendo de como pretende se isolar a área requerida. Na compartimentação horizontal deve-se evitar que o fogo se propague horizontalmente e com esse intuito cria-se ambientes menores que possam confinar o fogo com maior facilidade. Como exemplos de compartimentação horizontal temos as paredes resistentes ao fogo, portas corta fogo, selagem corta fogo em passagens das instalações prediais, damper corta fogo nas tubulações de ar condicionado, entre outros. O objetivo da compartimentação vertical é isolar o fogo de modo que ele não ascenda e nem descenda. Para Rosso *apud* Marcatti *et al.* (2008), as lajes de concreto armado já agem como isoladores nesse caso mas ainda é necessário garantir que exista a estanqueidade da estrutura e isso implica na vedação de vãos abertos (shafts, ventilação, eletrodutos, etc) com proteção de materiais resistentes ao fogo. É possível atingir a compartimentação vertical com entrepisos corta fogo, selos corta fogo, enclausuramento de escadas e elevadores, entre outros.

O tempo que os elementos de compartimentação devem resistir ao fogo está relacionado com o tipo da edificação e a gravidade do incêndio. Tanto a compartimentação como os elementos secundários e equipamentos (dampers e portas corta fogo) devem resistir o mesmo tempo e este tempo deve ser determinado por meio do tempo requerido de resistência ao fogo (subitem 2.9) (MARCATTI, COELHO e BERQUÓ, 2008).

2.2.1.2. Escadas de emergência

Segundo Abolins *et al.* (2008), a ABNT NBR 9077:2001 – *Saídas de emergência em edifícios* - apresenta três tipos de escadas de emergência sendo estas: as escadas não enclausuradas (escada comum), as escadas enclausuradas protegidas e as escadas enclausuradas à prova de fumaça.

As escadas não enclausuradas devem apresentar material de compartimentação não combustível e oferecer resistência ao fogo em seus elementos estruturais. As escadas enclausuradas protegidas devem ter paredes que resistam no mínimo 120 minutos ao fogo e portas corta-fogo com resistência de 90 minutos. Nas escadas enclausuradas também é preciso existir janelas abrindo para o exterior em todos os pavimentos. Ao passo que as escadas enclausuradas à prova de fogo devem apresentar os requisitos das escadas comuns e também ter suas paredes resistentes a 4 horas de fogo e suas portas corta-fogo resistentes a 60 minutos de fogo. Ainda, as escadas enclausuradas à prova de fogo necessitam ter ingresso por antecâmaras ventiladas que garantem a proteção contra a fumaça.

As escadas de emergência garantem a adequada evacuação dos ocupantes da edificação e por isso demandam especial atenção quanto a sua resistência estrutural. É ideal que durante a fase de projeto os membros estruturais relativos às escadas de emergência sejam concebidos de forma a garantir a segurança durante um incêndio (ABOLINS, BIANCHINI e NOMELLINI, 2008).

2.3 PROPRIEDADES TÉRMICAS

Para o entendimento do que ocorre com o material durante o aumento de temperatura é necessário o conhecimento das suas propriedades térmicas, além da massa específica, calor específico, condutividade térmica e expansão térmica.

O Calor Específico de um corpo, ou sua capacidade térmica específica, é variação da energia interna necessária para que o corpo eleve em 1°C, a temperatura de 1 grama de sua massa. Quanto maior o calor específico de um corpo mais difícil é elevar sua temperatura (TIPLER e MOSCA, 2010). Segundo Callister apud Costa (2008), por medir a variação térmica do material quando recebe calor, esta propriedade termodinâmica é a mais relevante.

A Condutividade Térmica é a habilidade que o material apresenta para transferir calor das regiões de altas temperaturas para baixas temperaturas. O fluxo de calor por unidade de tempo por unidade de área depende da condutividade térmica e do gradiente de temperatura através do meio de condução (CALLISTER, 2007).

A expansão térmica representa a variação de forma do sólido em função do aumento da temperatura e indica a capacidade de o material expandir ou comprimir

em função do aumento ou diminuição da temperatura (CALLISTER, 2007). Costa (2008) afirma que a massa específica dos materiais está relacionada com a expansão térmica pois existe variação volumétrica devido à mudança de temperatura que influencia a massa específica do material.

Ainda, de acordo com Costa (2008) , para a análise dos efeitos de 2ª ordem na estrutura, que surgem pela restrição à dilatação térmica, a expansão térmica é fundamental. Quando existe elevação não uniforme da temperatura em um corpo homogêneo restringido, nas suas extremidades pela vinculação com outros membros estruturais, este gradiente térmico provoca deformações térmicas não uniformes, induzindo o corpo a apresentar deslocamentos de segunda ordem.

Se um corpo sólido sofre aumento de temperatura e sua dilatação é restringida, geram-se tensões térmicas no material que podem afetar o seu uso em uma estrutura (JONHS *apud* BAUTISTA, 2007).

2.4 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS EM ALTAS TEMPERATURAS

2.4.1 Propriedades do aço

De acordo com Kumar (2009), uma das maiores vantagens do uso do aço é ele apresentar alta capacidade de reutilização e readequação após a exposição a um incêndio, devido à sua incombustibilidade. Com o aquecimento e esfriamento, alguns membros da estrutura podem apresentar danos e deformações devido à grande quantidade de energia térmica que pode ser absorvida pelo aço e mesmo assim não apresentar problemas à estabilidade da estrutura.

Para Wang (2005), os efeitos no comportamento do aço da estrutura quando em situação de alta temperatura são causados pelas mudanças nas propriedades mecânicas do material, o qual se torna menos resistente e mais flexível.

2.4.2 Calor específico

A ABNT NBR 14323:2013 determina o calor específico (c_a), expresso em joules por quilograma e por grau Celsius (J/Kg °C), como função da temperatura através da equação 1 (a) a (c):

- Para $20^\circ\text{C} \leq \theta_a < 600^\circ\text{C}$

$$c_a = 425 \times 7,73 \times 10^{-1}\theta_a - 1,69 \times 10^{-3}\theta_a^2 + 2,22 \times 10^{-6}\theta_a^3 \quad 1.a$$

- Para $600^\circ\text{C} \leq \theta_a < 735^\circ\text{C}$

$$c_a = 666 + \frac{13002}{738 - \theta_a} \quad 1.b$$

- Para $735^\circ\text{C} \leq \theta_a < 900^\circ\text{C}$

$$c_a = 545 + \frac{17820}{\theta_a - 731} \quad 1.c$$

- Para $900^\circ\text{C} \leq \theta_a < 1200^\circ\text{C}$

$$c_a = 650 \quad 1.d$$

A figura 6 ilustra como o calor específico do aço varia em função da temperatura. O calor específico do aço mantém-se praticamente constante até a temperatura de 500 °C onde começa a aumentar e atinge maior valor para uma temperatura entre 700 e 800°C. Isso significa que, entre esse intervalo de temperaturas o aço necessita de maior quantidade de energia para alterar sua temperatura.

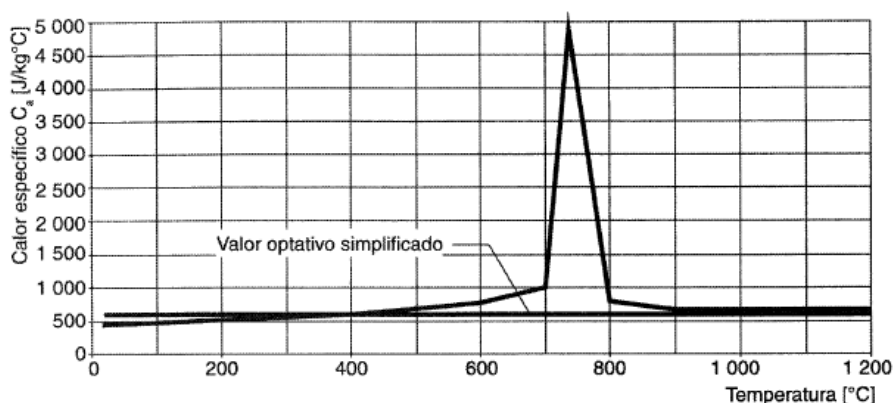


Figura 6 - Calor específico em função da temperatura
 Fonte: ABNT NBR 14323:2013

2.4.3 Condutividade térmica

De acordo com a ABNT NBR 14323:2013 a condutividade térmica (λ_a) do aço pode ser expressa em Watts por metro e por grau Celsius ($W/m^{\circ}C$) e seu valor em função da temperatura pode ser obtido através das equações 2 (a) e (b):

- Para $20^{\circ}C \leq \theta_a < 800^{\circ}C$

$$\lambda_a = 54 - 3,33 \times 10^{-2}\theta_a \quad 2.a$$

- Para $800^{\circ}C \leq \theta_a \leq 1200^{\circ}C$

$$\lambda_a = 27,3 \quad 2.b$$

Na figura 7, pode-se observar o comportamento da condutividade térmica no material. A condutividade térmica do aço decresce com o aumento da temperatura até $800^{\circ}C$ e acima desta temperatura torna-se constante.

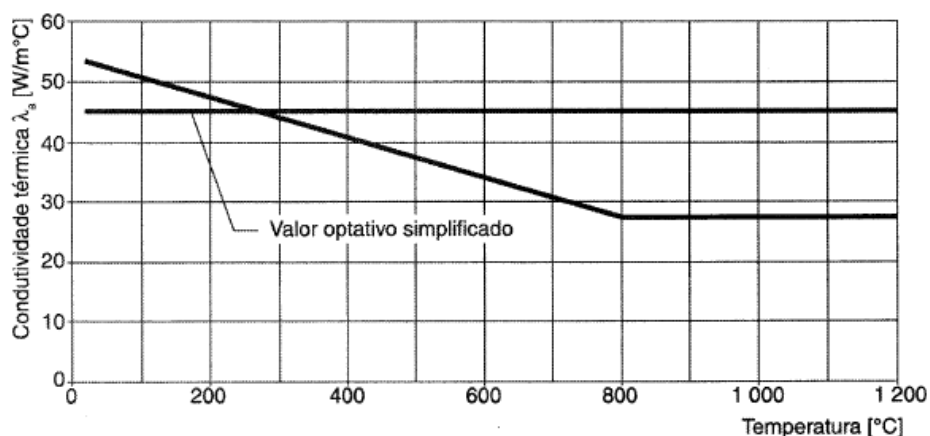


Figura 7 - Condutividade térmica do aço em função da temperatura
Fonte: ABNT NBR 14323:2013

2.4.4 Dilatação térmica

Segundo o Eurocode 3: - *Part. 1-2*, o alongamento do aço pode ser determinada por meio das equações 3 (a), (b) e (c):

- Para $20^{\circ}C \leq \theta_a < 750^{\circ}C$:

$$\frac{\Delta l}{l} = 1,2 \times 10^{-5} \theta_a + 0,4 \times 10^{-8} \theta_a^2 - 2,416 \times 10^{-4} \quad 3.a$$

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

$$\frac{\Delta l}{l} = 1,1 \times 10^{-2} \quad 3.b$$

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

$$\frac{\Delta l}{l} = 2 \times 10^{-5} \theta_a - 6,2 \times 10^{-3} \quad 3.c$$

Onde:

l é o comprimento a 20°C ;

Δl é o alongamento induzido pela temperatura;

θ_a é a temperatura do aço em graus Celsius.

A figura 8 apresenta a variação da deformação específica em função da temperatura para o aço carbono.

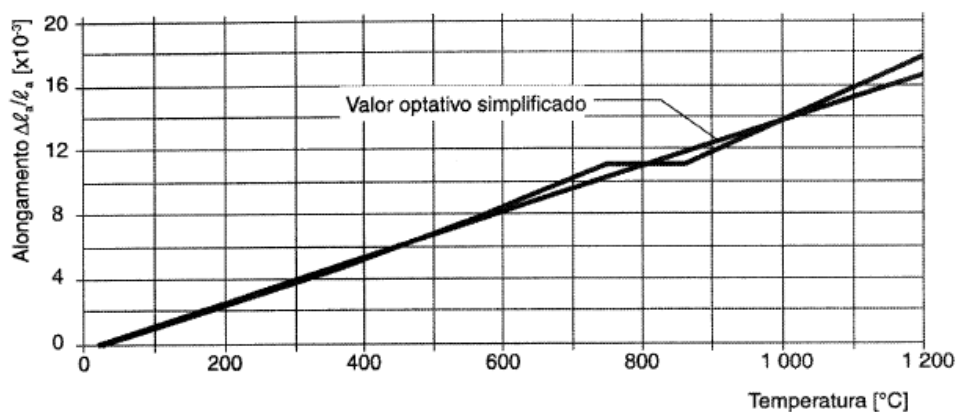


Figura 8 - Deformação específica do aço carbono em função da temperatura
Fonte: ABNT NBR 14323:2013

2.4.5 Coeficientes de redução

As reduções da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade são determinadas de acordo com os coeficientes redutores, $k_{y,\theta}$ e $k_{E,\theta}$ respectivamente, encontrados na tabela 1 adaptada da ABNT NBR 14323:

2013. Dessa maneira, pode-se obter o valor da resistência ao escoamento e o módulo de elasticidade do aço em determinada temperatura por meio das equações 4 e 5:

$$f_{y,\theta} = f_y \times k_{y,\theta} \quad 4$$

$$E_\theta = E \times k_{E,\theta} \quad 5$$

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 1 – Fatores de redução da resistência ao escoamento e módulo de elasticidade do aço		
Temperatura do aço θ_a	Fator de redução da resistência ao escoamento $k_{y,\theta}$	Fator de redução do módulo de elasticidade $k_{E,\theta}$
20	1,000	1,000
100	1,000	1,000
200	1,000	0,900
300	1,000	0,800
400	1,000	0,700
500	0,780	0,600
600	0,470	0,310
700	0,230	0,130
800	0,110	0,090
900	0,060	0,068
1000	0,040	0,045
1100	0,020	0,023
1200	0,000	0,000

Fonte: ABNT NBR 14323:2013

A perda de resistência e módulo de elasticidade é ilustrada na figura 9, na forma de coeficientes de redução e na figura 10, na relação constitutiva do aço ASTM A572 grau 50.

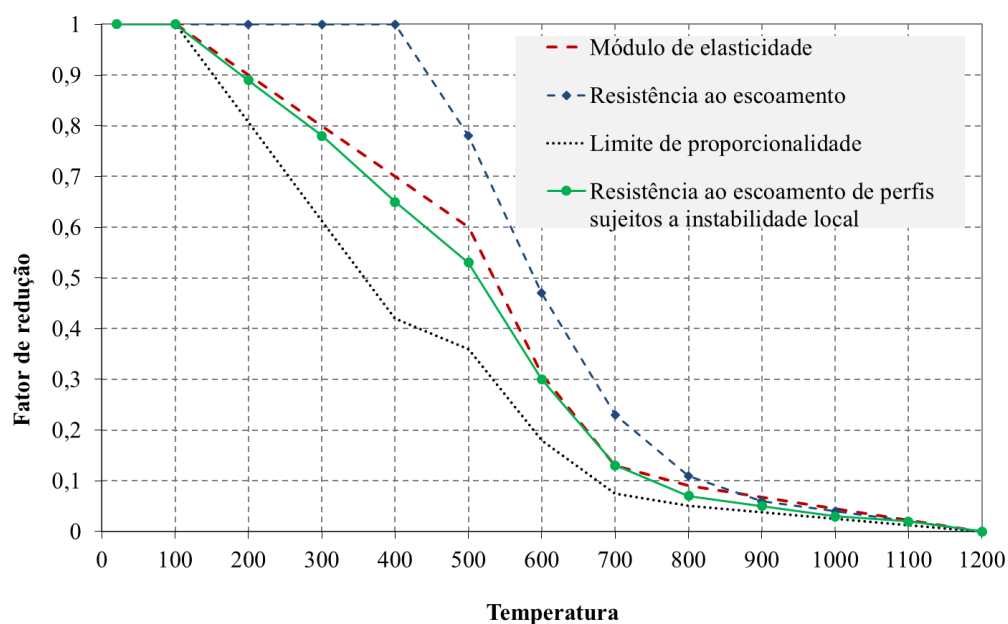


Figura 9 - Fatores de redução para curva tensão-deformação do aço
Fonte: Eurocode 3 – Part. 1-2 (adaptado)

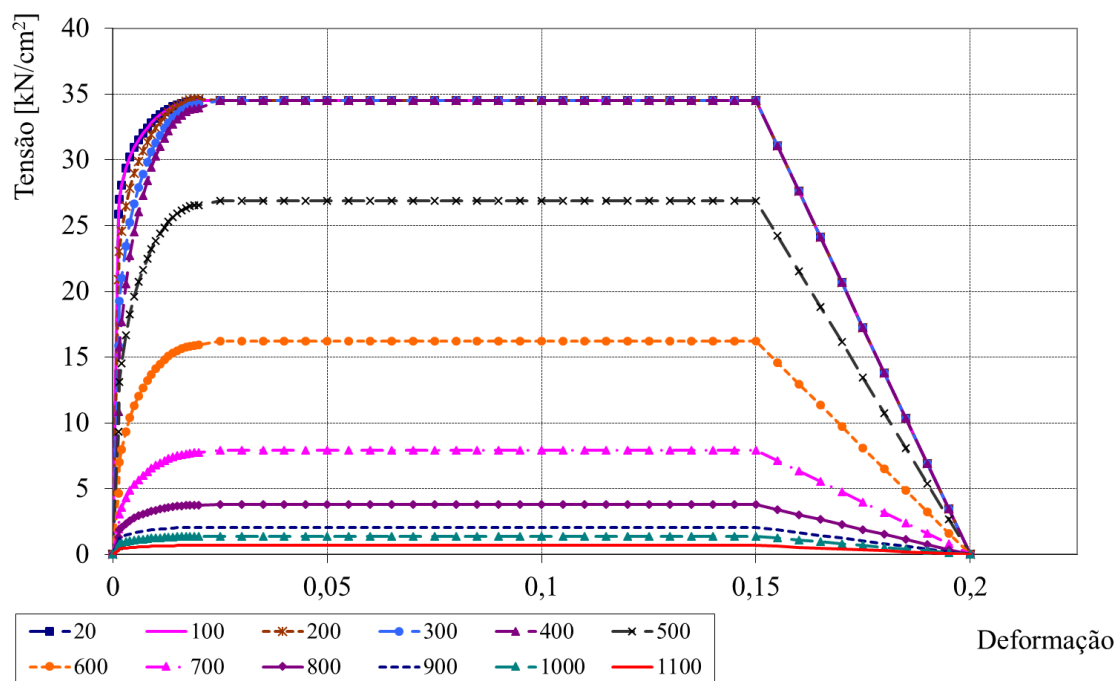


Figura 10 - Gráfico de tensão-deformação ASTM aço A572 grau 50 para perfis não sujeitos a instabilidade local
Fonte: Autor (2016)

2.5 TRANSFERÊNCIA DE CALOR

Quando a edificação é afetada por um incêndio ocorre a transferência de calor entre os gases e os elementos estruturais. Essa transferência acontece devido ao fluxo de calor por convecção e radiação quando existe diferença de temperatura entre os gases quentes e os elementos estruturais.

A diferença de densidade dos gases presentes no ambiente em chamas gera o fluxo de calor por convecção, ou seja, os gases quentes que são menos densos tendem a subir enquanto os gases frios e mais densos tendem a ficar mais próximos do chão. Quando esse movimento ocorre, acontece a transferência de calor entre os gases e a estrutura. A figura 11, ilustra o mecanismo de ação da convecção.

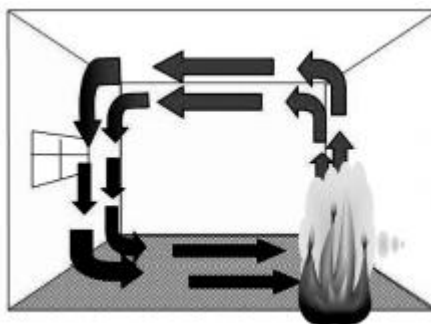


Figura 11 - Convecção em um incêndio
Fonte: (SILVA, PANNONI, *et al.*, 2008)

No caso da radiação, a transferência de calor acontece de um corpo mais quente para um menos quente através da propagação de ondas, como ilustrado na figura 12.

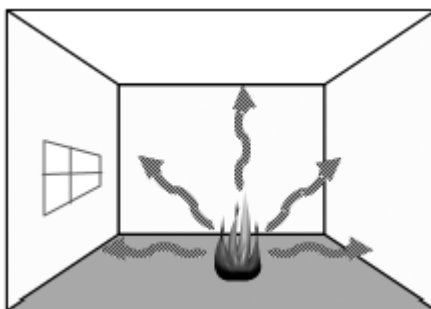


Figura 12 - Fluxo de calor radiante
Fonte: (SILVA, PANNONI, *et al.*, 2008)

2.6 CARGA DE INCÊNDIO

Segundo Kumar (2009), a carga de incêndio em um compartimento representa o calor máximo que pode ser gerado pelos elementos combustíveis disponíveis no compartimento e os materiais que compõe a estrutura. Essa carga pode ser medida como o peso dos materiais combustíveis multiplicado pelo poder calorífico por unidade de peso, sendo representado em MJ/m² ou Mcal/m².

2.7 INCÊNDIO REAL

Para garantir eficácia na proteção contra o fogo faz-se de grande interesse o estudo sobre como ocorre a evolução e decaimento da temperatura. Com esta finalidade, é comum dividir o incêndio real em estágios que são os seguintes: ignição, fase de aquecimento (*pré-flashover*), *flashover*, fogo integralmente desenvolvido (*pós-flashover*) e fase de resfriamento. O gráfico da figura 13 ilustra o modo de ocorrência de um incêndio real.

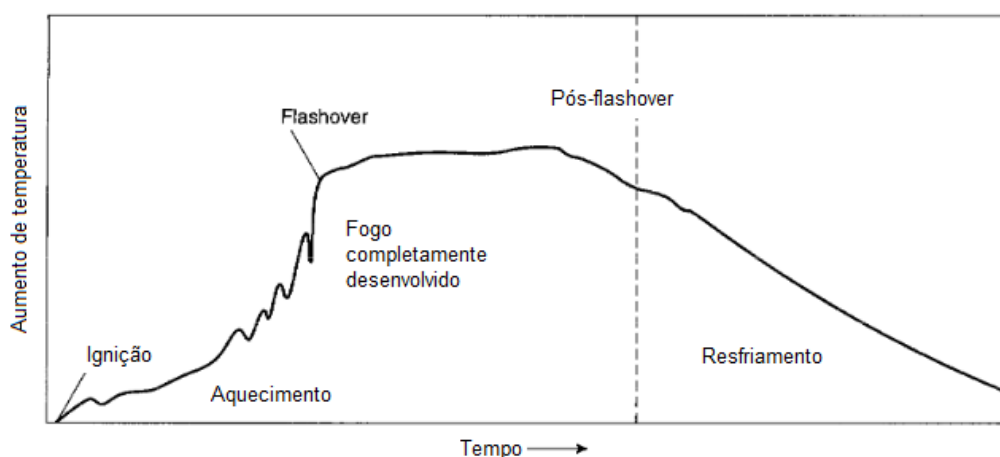


Figura 13 - Incêndio usual em um compartimento
Fonte: Adaptado de Walton e Thomas, 1995

O fogo tem início na etapa de ignição e, se encontrar materiais combustíveis e oxigênio suficiente, começa a se desenvolver e aumentar. O *flashover* corresponde à fase em que o fogo não é mais controlável. Nessa fase todos os itens potencialmente combustíveis presentes em um compartimento são incendiados (WALTON e THOMAS, 1995). De acordo com Costa (2008), o *flashover* representa um período

curto de tempo onde as chamas se tornam incontroláveis. Ainda, reitera que é onde ocorre um súbito aumento de temperatura atingindo um valor máximo que condiz com a temperatura máxima dos gases no ambiente. Para Marcatti *et al.* (2008) “o *flashover* ocorre em locais fechados, se a temperatura da camada superior dos gases alcançar aproximadamente 600°C”.

Finalmente, na fase de resfriamento ocorre a gradativa diminuição da temperatura em razão da eliminação de materiais combustíveis. Segundo Purkiss *apud* Costa (2008), a temperatura de um elemento estrutural pode continuar aumentando por alguns minutos, devido a inércia térmica, mesmo quando o incêndio se encontra em fase de resfriamento.

Observa-se, portanto, que a consideração da ação do incêndio em estruturas consiste em determinar a variação da temperatura no material após decorrido um tempo de exposição a um ambiente em chamas. Dessa forma, é necessário determinar a variação da temperatura dos gases (fluidos) nesse ambiente.

Observa-se também que um modelo numérico para o incêndio real é complexo para se elaborar devido a variabilidade dos seus parâmetros para cada caso. Devido a essa complexidade, foram desenvolvidos modelos de incêndio, chamados curvas de incêndio padrão, que expressam a tal ação por meio de uma curva “*temperatura dos gases x tempo requerido de resistência ao fogo*”.

2.7.1 Modelos de incêndio

Denomina-se incêndio-padrão, o modelo de incêndio para o qual se admite que a temperatura dos gases do ambiente em chamas respeite as curvas padronizadas para ensaio. A principal característica dessas curvas é a de possuir apenas um ramo ascendente, admitindo, portanto, que a temperatura dos gases é sempre crescente com o tempo e independente das características e da quantidade de material combustível do ambiente (COSTA e SILVA, 2006). De acordo com Silva (1997), as curvas padronizadas mais citadas nas bibliografias específicas são: ISO 834 - *Fire-resistance tests - Elements of building construction* e ASTM E 119 -07 - *Standard Test Methods for Fire Tests of Building Construction and Materials*. A figura 14 apresenta as curvas de incêndio padrão segundo as curvas supracitadas.

Para a ISO 834 *apud* Silva (1997), utiliza-se a seguinte relação entre temperatura e tempo:

$$\theta_g - \theta_{g,o} = 345 \log_{10}(8t + 1) \quad 6$$

θ_g é a temperatura dos gases no ambiente em chamas (°C);

$\theta_{g,o}$ é temperatura dos gases no instante $t = 0$, geralmente admitida 20 °C;

t é o tempo em minutos.

A ASTM E 119 – 07 recomenda o uso dos valores obtidos da tabela 1 resumido a seguir para obtenção da curva do incêndio padrão.

Valores relacionados de temperatura e tempo para curva do incêndio padrão

Temperatura (°C)	Tempo (hh:mm)
538	00:05
704	00:10
843	00:30
927	01:00
1010	02:00
1093	04:00
1260	8:00 ou mais

Quadro 1: Valores relacionados de temperatura e tempo para curva do incêndio padrão
Fonte: ASTM E 119 – 07

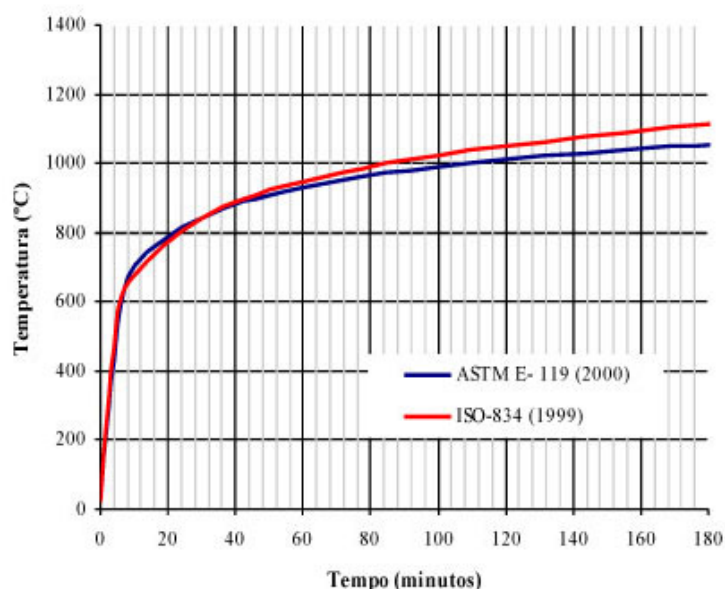


Figura 14 – Curvas de incêndio padrão
Fonte: Moreno Junior e Molina (2012)

2.8 TEMPO REQUERIDO DE RESISTÊNCIA AO FOGO

De acordo com a NBR 14323:2013 o tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) é o tempo mínimo que um elemento estrutural submetido a ação do incêndio-padrão não sofre colapso estrutural. Deve-se observar que é um tempo fictício pois é utilizado como parâmetro para a curva de incêndio padrão. Os documentos existentes que regulamentam o adequado comportamento da estrutura durante um incêndio, trabalham com o tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) para garantir que, apesar das alterações nas propriedades físicas e mecânicas do material, ocorra a desocupação segura da edificação.

A NPT 008-11, apresenta os métodos de obtenção do TRRF de acordo com diversas características da edificação como: tipo de ocupação, área construída, altura máxima, profundidade do subsolo, proteção passiva contra incêndio, entre outros.

2.9 O COLAPSO PROGRESSIVO

O colapso progressivo pode ser definido como a propagação de uma ruptura localizada ou colapso de algum membro estrutural sendo o resultado final da ruptura desproporcionalmente maior que o evento inicial (GSA, 2013). Entre as possíveis causas do colapso progressivo estão os erros de projeto, ações variáveis que extrapolam as cargas de projeto e as ações excepcionais como explosões, colisões e incêndios (LARANJEIRAS, 2011), que é o alvo desse estudo. A figura 15, ilustra um caso de colapso progressivo onde um dano localizado foi gerado por uma ação excepcional. A ruína do painel que recebe essa ação excepcional gera ruína nos painéis acima devido à perda de sustentação e nos painéis abaixo devido ao acréscimo de carga. Essa propagação da ruptura de forma incremental é considerada o colapso progressivo (BITTARELLO, 2013).

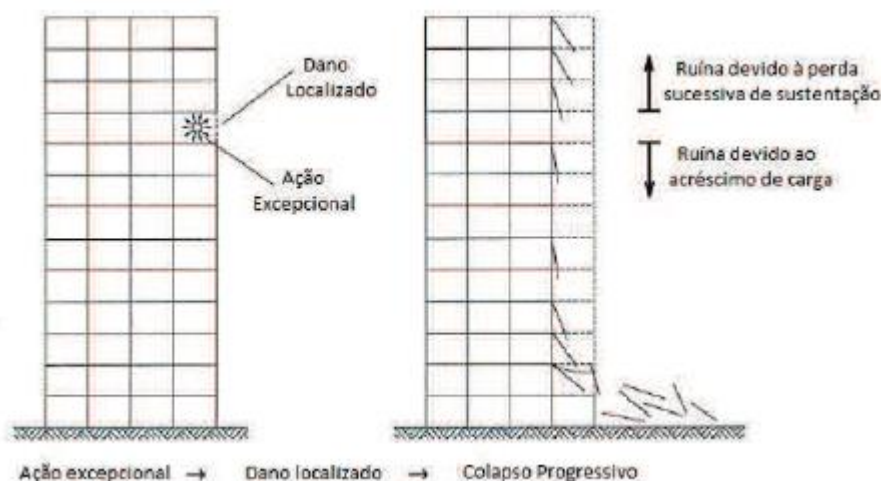


Figura 15 - Exemplo de colapso progressivo
 Fonte: El Debs *apud* Bittarello (2013)

Como nem toda propagação de rupturas que atinge um colapso extensivo pode ser considerada como colapso progressivo, para a sua caracterização NISTR 7396 *apud* Laranjeiras (2011) fez a seguinte consideração:

Um colapso será considerado como progressivo se a desproporcionalidade atingir, na propagação horizontal, mais de 15% da área total do piso (ou forro) ou mais de 100 m²; e, na propagação vertical, atingir mais de dois andares.

Segundo Laranjeiras (2011), a forma da edificação pode auxiliar benéficamente na prevenção do colapso progressivo. No caso, elementos estruturais (vigas, pilares,

parede) uniformemente dispostos com formas regulares e modulares podem trazer efeitos positivos quando se deseja prevenir este tipo de colapso. Tais características são comuns em edificações em aço. Além disso, o aço é um material dúctil e apresenta alta capacidade de suportar cargas apesar de reduzido peso próprio. A ductilidade aliada à leveza da estrutura garante boa resistência ao colapso progressivo. Ainda, cita que existem dois métodos para o dimensionamento de estruturas capazes de resistir ao colapso progressivo sendo estes o método indireto e o método direto.

2.9.1 Método indireto

A abordagem do método indireto é considerada a mais simples de ser utilizada pois não exige do projetista uma análise adicional da estrutura e sim prescrições de medidas e detalhes no projeto que venham a aumentar a robustez e integridade da estrutura no geral. O método indireto consiste em um método primário, aproximado, que garante a integridade estrutural através de prescrições como a resistência dos nós e continuidade e amarração dos membros que fornecem um dimensionamento robusto, estável e econômico (ELLINGWOOD, SMILOWITZ e DUSENBERRY, 2007).

2.9.2 Método direto

O método direto para concepção do projeto consiste em aumentar a resistência dos elementos estruturais fundamentais para suportar cargas excepcionais ou criar uma estrutura que seja capaz de distribuir os esforços sem causar colapso em quando na ocorrência de falhas localizadas. Para essa metodologia, é requerida a utilização de análises mais detalhadas e refinadas do que as utilizadas para dimensionamentos usuais.

Dentro do método direto existem dois modelos diferentes: o método da resistência localizada específica (*“Specific local resistance method”*) e o método dos caminhos alternativos de carga (*“alternate load path method”*). Para o primeiro, a ideia principal é conceber elementos estruturais capazes de resistir a uma carga excepcional previamente determinada e para tanto torna-se importante o aumento da

robustez da estrutura nos primeiros pavimentos. Para o segundo, o projetista deve configurar a estrutura de modo que, no evento de perder um elemento fundamental de sustentação, os esforços sejam redistribuídos e a estrutura se mantenha em serviço. O método dos caminhos alternativos de carga é o mais indicado para uso pelo *General Services Administration* para prover resistência a um colapso progressivo (ELLINGWOOD, SMILOWITZ e DUSENBERRY, 2007) .

2.9.3 Colapso progressivo devido ao incêndio

2.9.3.1 Colapso progressivo

A publicação de Jiang e Li (2016), apresenta o estudo tridimensional de uma edificação com 8 pavimentos com pilares e vigas em aço e lajes em concreto armado, conforme figura 16.

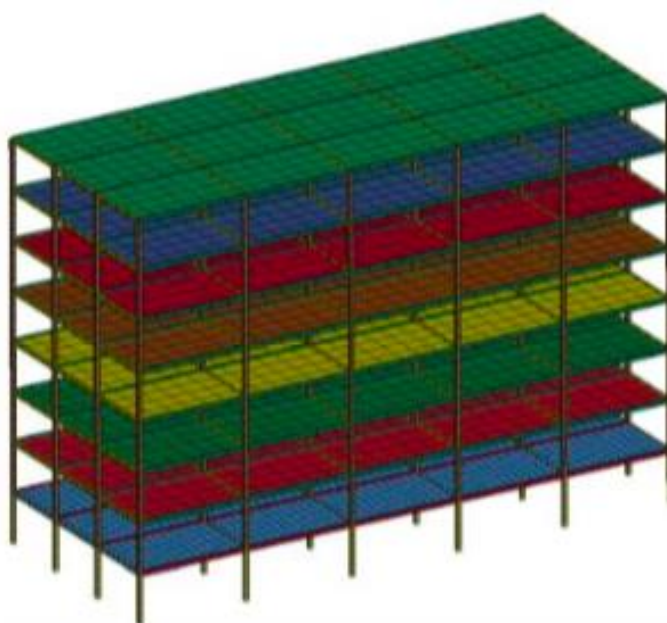


Figura 16 - Modelo tridimensional
Fonte: Jiang e Li (2016)

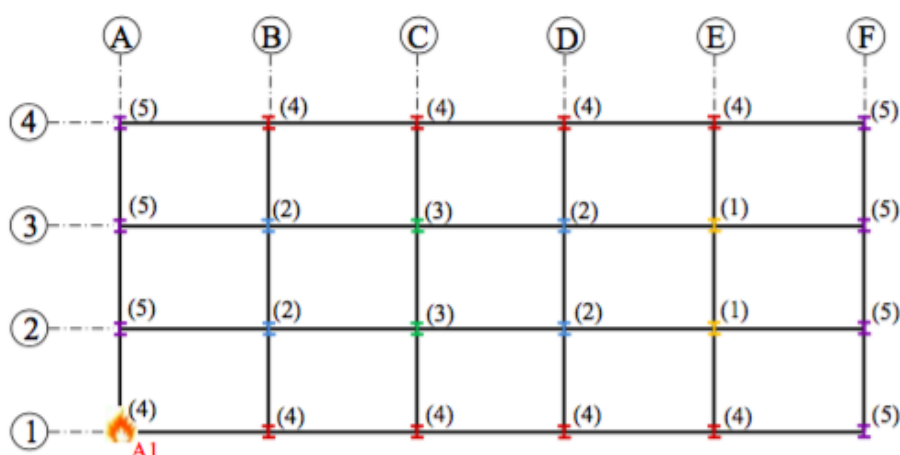


Figura 17 - Planta do edifício com indicação do aquecimento pontual
 Fonte: Jiang e Li (2016)

Para o estudo, utilizou-se a hipótese de aquecimento individual de uma coluna localizada no pavimento térreo como mostrado na figura 17. Busca-se então, a determinação dos modos em que o colapso acontece e redistribuição de cargas na estrutura sujeita a diferentes carregamentos.

Os resultados mostram que a estrutura não colapsa no caso de uma única coluna aquecida para uma carga de dimensionamento de incêndio (relação entre ação aplicada em situação de incêndio e ação em temperatura ambiente igual a 0,25) pois ocorre a redistribuição de cargas nas colunas adjacentes através dos pavimentos. O colapso progressivo ocorre quando a relação de carga é aumentada para 0,5 no dimensionamento em temperatura ambiente.

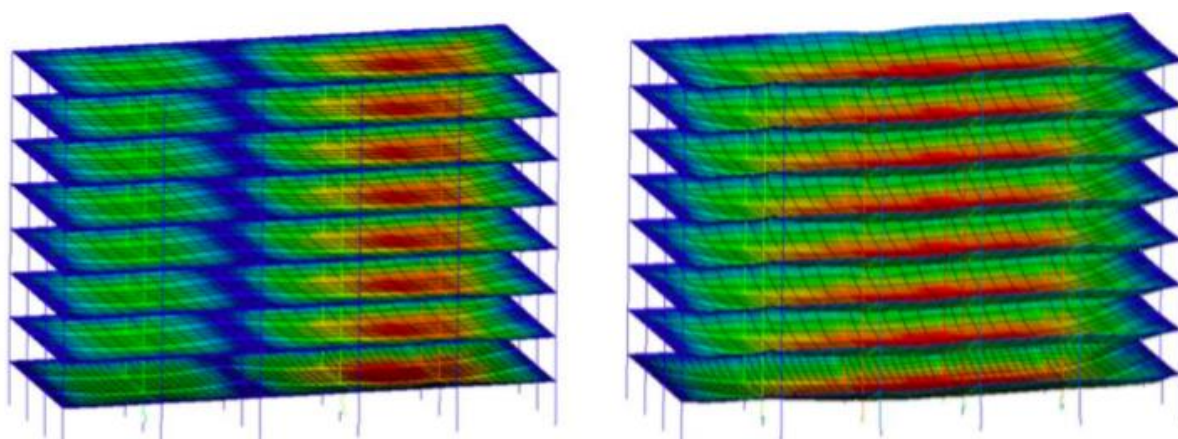


Figura 18 - Resultados obtidos com as cargas pontuais
 Fonte: Jiang e Li (2016)

As cargas previamente sustentadas pela coluna atingida pelo fogo são majoritariamente transferidas ao longo da menor dimensão da edificação. A temperatura crítica para o colapso da coluna neste caso foi 200°C, consideravelmente

baixo se comparado com o Eurocode 3, pois as restrições translacionais e rotacionais aumentam a relação de carga e reduzem o comprimento efetivo.

2.10 MÉTODOS DE ANÁLISE DE ESTRUTURA SUBMETIDAS AO INCÊNDIO

A ABNT NBR 14323:2013 permite que o dimensionamento de uma estrutura em situação de incêndio possa ser efetuado de três maneiras: (i) resultados de ensaios, (ii) métodos analíticos simplificados e (iii) métodos avançados; permitindo-se, ainda, o uso combinado desses procedimentos.

O método experimental consiste na realização de ensaios em laboratórios através de termopares para medida da temperatura em função do tempo de aquecimento e transdutores de deslocamento para avaliação do comportamento estrutural. É utilizado principalmente para a caracterização de materiais e sistemas estruturais (ligações, lajes, paredes estruturais, vigas).

O modelo simplificado é um processo analítico em que se considera as propriedades térmicas independentes da temperatura. Através de simples equações analíticas, pode-se obter a elevação da temperatura homogeneamente em toda a seção transversal (REGOBELLO, 2007).

A análise avançada baseia-se em simulações computacionais por meio de modelos numéricos, como mais explicado no subitem que segue.

2.10.1 Modelos avançados de cálculo

Segundo Regobello (2007), os modelos avançados de cálculo se baseiam em métodos numéricos, principalmente no método dos elementos finitos. Para efetuar a análise através desse método faz-se necessário a utilização de programas e computadores que consigam trabalhar adequadamente em busca da resolução do problema.

2.10.2 Análise numérica

Em simulações computacionais, há duas formas de considerar a ação térmica da estrutura: em regime estacionário ou em regime transiente.

Na análise com ação térmica em regime estacionário, a temperatura do material é considerada constante e o parâmetro variável é a ação mecânica. Deste modo, pode-se simular uma exposição ao fogo em um determinado instante de tempo. Esse tipo de análise é aplicável em ensaios de caracterização, onde se objetiva conhecer a relação constitutiva de um material à um determinado campo térmico.

Para a análise térmica em regime transiente, considera-se que o material apresenta um gradiente de temperatura variável ao longo de um determinado período de exposição e a ação mecânica é mantida constante. Esse modo é usualmente utilizado para análise de colapso da estrutura quando exposta ao fogo ao longo de um período de tempo.

Com uma análise térmica dinâmica, ou também conhecida por transiente, é possível determinar a variação nos valores de algumas propriedades do material estrutural em função do tempo. Em análises térmicas, é comum o uso das temperaturas calculadas como dados de entrada para a análise estrutural pois assim considera-se também as tensões provenientes das deformações térmicas. Portanto, nas análises térmicas transientes as ações e solicitações ocorrem como funções do tempo (REGOBELLO, 2007).

3 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

Na análise estrutural em situação de incêndio consideram-se as ações permanentes de peso próprio (PP) e uma sobrecarga de projeto (SC). Para a análise estrutural empregou-se o programa SAP2000®, versão 14 e para analisar a carga de incêndio, os elementos estruturais expostos ao fogo foram inseridos com a resistência reduzida seguindo a ABNT NBR 14323:2013 e com a condutividade térmica correspondente à uma determinada temperatura.

Elaborou-se um modelo numérico com base no Método dos elementos finitos do edifício proposto como estudo de caso. Este, foi modelado com elementos finitos tridimensionais de barra para representar vigas e pilares.

Como o código computacional proposto para o presente trabalho não contempla a análise não linear física, a redução da tensão resistente do material foi considerada apenas sobre a tensão de escoamento e reduziu-se também o módulo de elasticidade. Aplicou-se esta redução apenas nos elementos estruturais, ou seja, pilares e vigas considerados como expostos ao incêndio.

A análise consistiu-se em uma do tipo térmico-estacionária, em que a temperatura permanece constante. Dessa forma, faz-se necessária a simulação de vários patamares de temperatura, entre a temperatura ambiente e aquela correspondente ao TRRF, considerado de até uma hora em barras de aço sem proteção térmica.

Para a análise, buscou-se um modelo onde tornasse possível desenvolver um estudo paramétrico, em que a variável do problema é a posição da carga de incêndio na estrutura global. Diferentes pontos de aplicação da carga localizada de fogo levam a diferentes comportamentos da estrutura como ilustrado na figura 19. Dessa forma, seria possível obter configurações deslocadas da estrutura que podem corresponder a situações de colapso global.

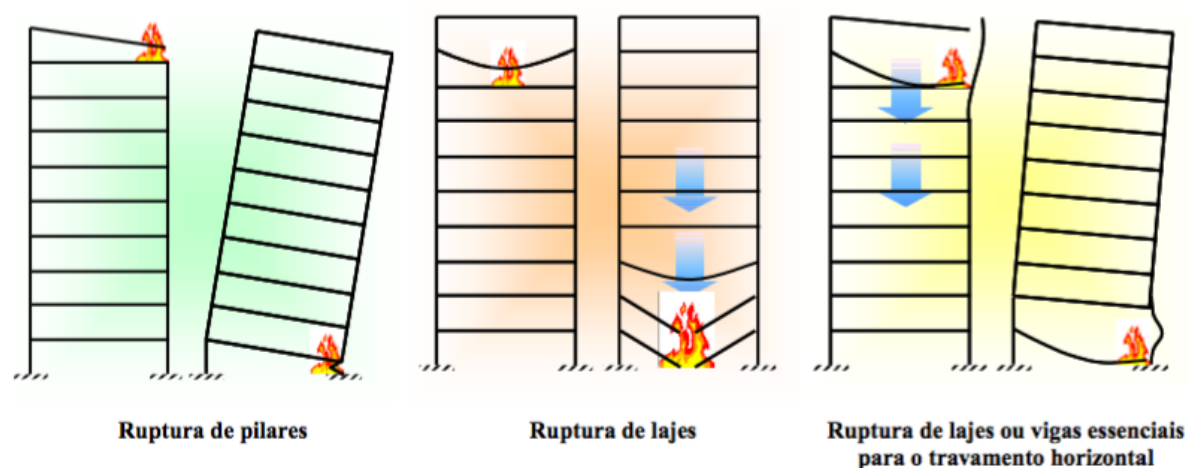


Figura 19 - Pontos de aplicação e diferentes resultados obtidos
Fonte: Costa (2008)

3.1 DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA ANALISADA

O modelo-base para a análise é similar ao modelo 3 apresentado por Camargo (2012), e trata-se de uma edificação comercial com 20 pavimentos com pé-direito de 3,5m por andar. As dimensões em planta são 45 x 20 metros, com área por andar de 900m² e área total de 18000 m². As figuras 20 e 21 mostram o sistema estrutural em estudo, que consiste em um pórtico tridimensional cujo sistema de estabilização é formado por contraventamentos em X nos eixos 1,2,5 e 6 e em K nas filas A e D. Para esta análise, as vigas V2, V5 e V7 foram consideradas rotuladas em suas extremidades.

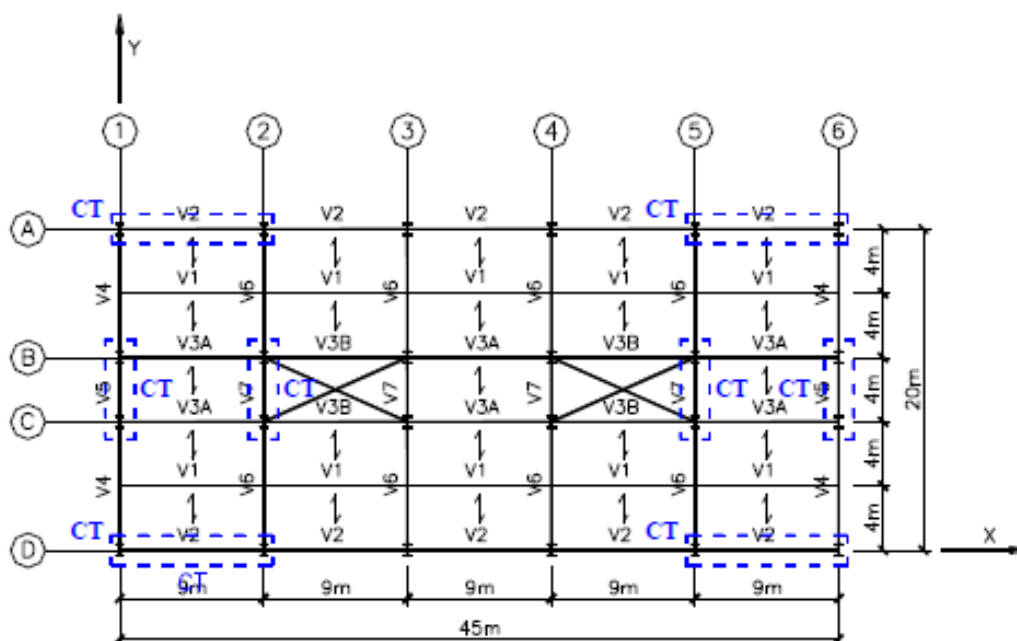


Figura 20 - Planta estrutural
 Fonte: Camargo (2012)

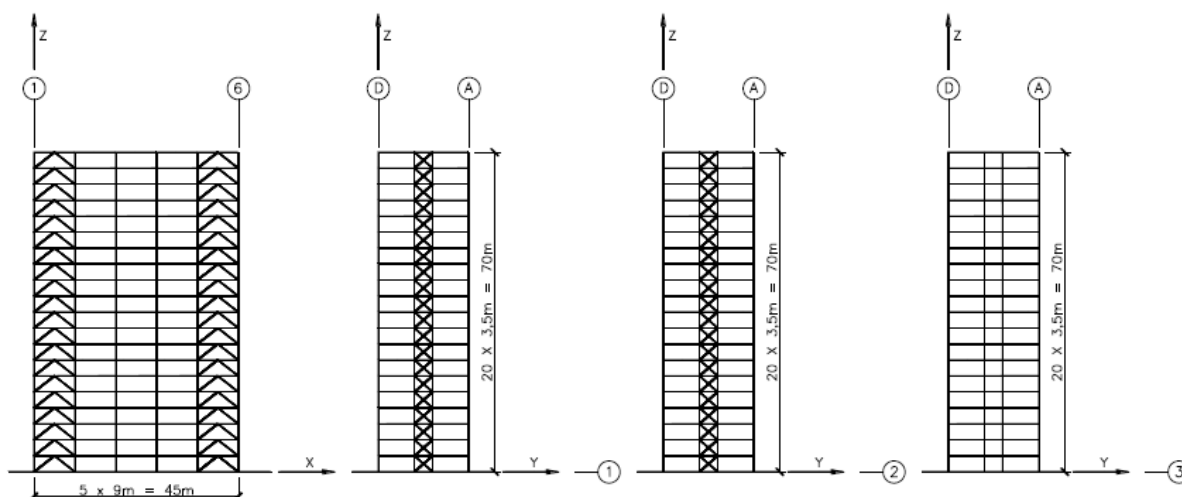


Figura 21 - Elevações da edificação
 Fonte: Camargo (2012)

Para as vigas mistas e pilares metálicos foram utilizados aços de alta resistência tipo USI CIVIL 350 e os contraventamentos foram dimensionados com aço A572 Grau 50. As propriedades utilizadas para os dois tipos de aço encontram-se na tabela 3 e os perfis utilizados para as vigas e pilares, estão indicados nos quadros 1 e 2. Para os contraventamentos foram usados perfis HP250x62 para os eixos 2 e 6, e filas A e D e CS 250x52 para os eixos 1 e 6. No edifício utilizado pelo autor, originalmente incluía-se vigas mistas e lajes steel deck. Essa concepção estrutural fora alterada eliminando as lajes do modelo e utilizando os perfis de aço como

isolados. Em situação de incêndio, a interação do concreto e aço se perde em temperaturas abaixo das consideradas devido à diferença de expansão térmica.

	USI CIVIL 350	A572 Gr. 50
Resistência ao escoamento (f_y)	350 MPa	345 MPa
Resistência à ruptura (f_u)	500 MPa	450 MPa
Módulo de elasticidade (E)	200.000 MPa	
Coefficiente de Poisson (ν)	0,3	
Módulo de elasticidade transversal (G)	77.000 MPa	
Massa específica (ρ)	7.850 kg/m ³	

Quadro 2 - Propriedades dos aços utilizados
Fonte: Camargo (2012)

Pilar	Andares	Seção
P1	1 ^o - 4 ^o	CVS 600x278
P2	5 ^o - 8 ^o	CVS 600x226
P3	9 ^o - 12 ^o	CVS 600x190
P4	13 ^o - 16 ^o	CVS 600x156
P5	17 ^o - 20 ^o	CVS 400x116

Quadro 3 - Características dos pilares
Fonte: Camargo (2012)

Viga	Seção
V1	VS 500x61
V2	VS 500x61
V3A	VS 500x61
V3B	VS 500x61
V4	VS 700x105
V5	VS 700x105
V6	VS 700x105
V7	VS 700x105

Quadro 4 - Características das vigas
Fonte: Camargo (2012)

A figura 22 ilustra o sistema tridimensional composto de vigas e pilares modelado no SAP2000©.

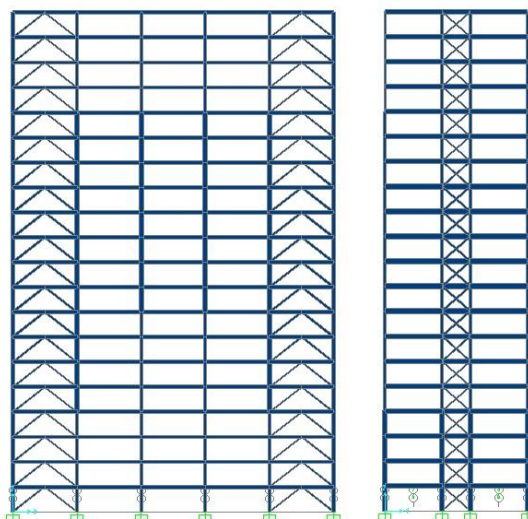


Figura 22 - Modelo 3D no SAP2000©
Fonte: Autor (2017)

3.2 PREMISSAS DA ANÁLISE ESTRUTURAL

3.2.1. Validação do modelo

Primeiramente, com intuito de validar o modelo concebido no presente trabalho, buscou-se comparar os deslocamentos horizontais obtidos por Camargo (2012). Os deslocamentos foram obtidos considerando a combinação rara de serviço conforme a equação 7.

$$PP_1 + PP_2 + PP_3 + PP_4 + V + 0,6SC \quad 7$$

Onde:

PP1 é o peso próprio dos perfis em aço;

PP2 é o peso próprio da laje;

PP3 é o peso próprio das divisórias, forros e serviços, pele de vidro, revestimento e impermeabilização, quando aplicáveis;

PP4 é o peso próprio da caixa d'água, quando aplicável;

SC é o valor da sobrecarga de utilização;

V é o valor da ação do vento.

Como para o modelo atual não se considerou as lajes na concepção da estrutura, o PP2 foi desconsiderado na combinação. Os resultados da comparação

dos deslocamentos horizontais do pórtico do eixo 1, com vento na direção Y obtidos por Camargo (2012) e do modelo deste trabalho encontram-se na tabela 2.

Tabela 1 - Comparação dos deslocamentos horizontais

Pavimento	Deslocamento horizontal (cm)	
	Modelo Original	Modelo
1	0,2	0,2
2	0,5	0,4
3	0,8	0,6
4	1,2	0,9
5	1,6	1,3
6	2,1	1,6
7	2,5	2,0
8	3,0	2,4
9	3,4	2,8
10	3,9	3,3
11	4,3	3,7
12	4,8	4,2
13	5,2	4,6
14	5,5	5,1
15	5,9	5,6
16	6,2	6,0
17	6,6	6,5
18	6,8	6,9
19	7,1	7,4
20	7,3	7,8

Fonte: Autor (2017)

3.2.2. Análise da estrutura sob ação do incêndio

Para a análise do comportamento da estrutura quando em situação de incêndio, utilizou-se a combinação de ações para o estado limite último para ações excepcionais de acordo com a ABNT NBR 14323:2013, de modo que a combinação é expressa por:

$$\sum_{i=1}^n \gamma_{gi} F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + 0,28 F_{Q,k}$$

Sendo,

γ_{gi} = valor do coeficiente de ponderação para as ações permanentes diretas

$F_{Gi,k}$ = valor característico das ações permanentes diretas

$F_{Q,exc}$ = valor característico das ações térmicas decorrentes do incêndio

$F_{Q,k}$ = valor característico das ações variáveis decorrentes do uso e ocupação da edificação.

O SAP2000© admite uma carga “*default*” que aplica o peso próprio da estrutura automaticamente e, portanto, utilizou-se esta como a carga permanente direta ($F_{Gi,k}$). O coeficiente de ponderação das ações permanentes diretas foi considerado 1,0 conforme indicado na tabela 3 da ABNT NBR 14323:2013 para peso próprio de estruturas metálicas.

A carga de temperatura ($F_{Q,exc}$) é dada pelo SAP2000© através do produto do coeficiente de expansão térmica do material e a mudança de temperatura do objeto, que é a temperatura que será inserida no programa. A ação variável empregada na combinação foi a sobrecarga de utilização citada por Camargo, com valores variáveis de acordo com cada pavimento e aplicadas apenas nas vigas principais, conforme ilustrado no quadro 5.

Viga	Área de influência (m ²)	Comprimento (m)	Reações nominais nas vigas (kN/m)
			Sobrecarga de utilização
V1	36,00	9,0	8,00
V2	18,00	9,0	4,00
V3A	36,00	9,0	8,00
V3B	18,00	9,0	4,00

Quadro 5 - Reações nominais nas vigas secundárias dos pisos e da cobertura
Fonte: Camargo (2012)

3.3 COMPARTIMENTOS ANALISADOS

Para a avaliação do comportamento estrutural frente a ação da temperatura, escolheu-se três compartimentos diferentes dentro do sistema estrutural que apresentassem características diferentes. O compartimento 1 (figura 23), situa-se entre o eixo 1 e 2 e as filas B e C, possui 36m² e está localizado próximo ao contraventamento com formato de X nas laterais do prédio.

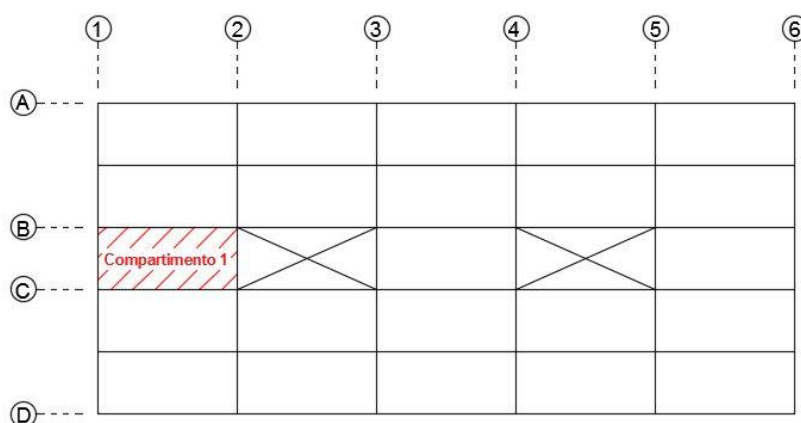


Figura 23 – Localização do compartimento 1
Fonte: Autor (2017)

O compartimento 2 situa-se entre o eixo 3 e 4 e as filas A e B, possui 72m² e não está próximo à algum contraventamento.

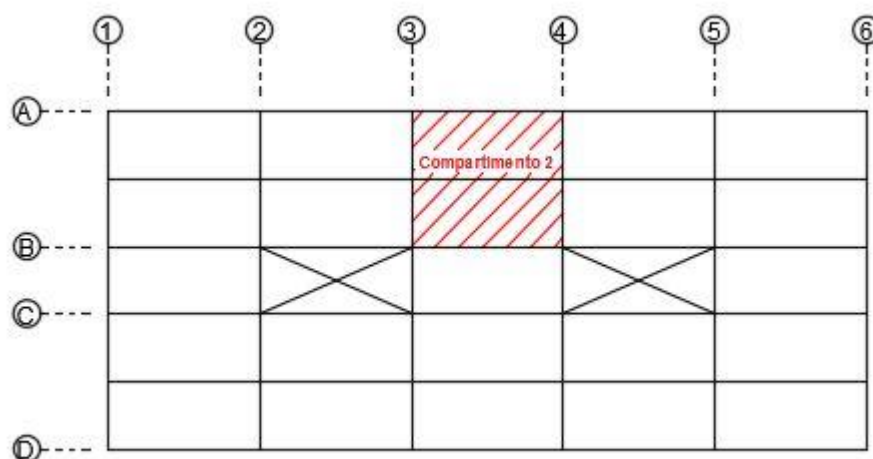


Figura 24 - Localização do compartimento 2
Fonte: Autor (2017)

O compartimento 3 (figura 25) situa-se entre o eixo 5 e 6 e as filas C e D, possui 72m² e encontra-se próximo ao contraventamento em K na face frontal do edifício.

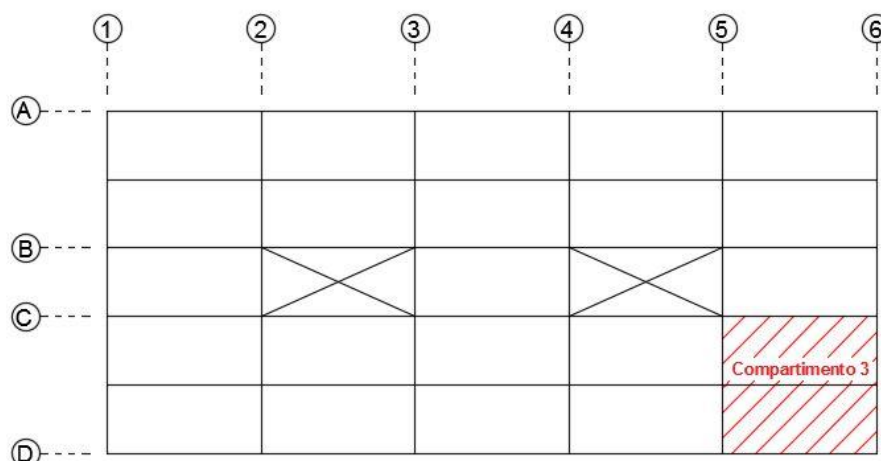


Figura 25 - Localização compartimento 3
Fonte: Autor (2017)

Em todos os compartimentos, a carga de temperatura foi aplicada nos pilares, vigas e contraventamentos que se encontram em contato com a região onde ocorre a variação de temperatura. Além da carga de fogo, esses elementos estruturais tiveram o módulo de elasticidade reduzido, bem como seus coeficientes de expansão térmica ajustados à temperatura aplicada. As reduções da resistência dos aços utilizados e do módulo de elasticidade encontram-se ilustrados na tabela 2,3 e 4 e foram calculados com base na ABNT NBR 14323:2013.

Tabela 2 - Redução da resistência do aço USI CIVIL 350 de acordo com a temperatura

Temperatura do aço (θ_a)	Fator de redução da resistência ao escoamento	Resistência ao escoamento reduzida (Mpa)
°C	$k_{y,\theta}$	$f_{y,\theta}$
20	1,000	350,00
100	1,000	350,00
200	1,000	350,00
300	1,000	350,00
400	1,000	350,00
500	0,780	273,00
600	0,470	164,50
700	0,230	80,50
800	0,110	38,50
900	0,060	21,00
1000	0,040	14,00

1100	0,020	7,00
1200	0,000	0,00

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 14323:2013 (2017)

Tabela 3 - Redução da resistência do aço A572 Gr 50 de acordo com a temperatura

Temperatura do aço (θ_a) °C	Fator de redução da resistência ao escoamento $k_{y,\theta}$	Resistência ao escoamento reduzida (Mpa) $f_{y,\theta}$
20	1,000	345,00
100	1,000	345,00
200	1,000	345,00
300	1,000	345,00
400	1,000	345,00
500	0,780	269,10
600	0,470	162,15
700	0,230	79,35
800	0,110	37,95
900	0,060	20,70
1000	0,040	13,80
1100	0,020	6,90
1200	0,000	0,00

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 14323 (2017)

Tabela 4 - Redução do módulo de elasticidade do aço em função da temperatura

Temperatura do aço (θ_a) °C	Fator de redução do módulo de elasticidade $k_{E,\theta}$	Módulo de elasticidade reduzido (Mpa) $E\theta$
20	1,000	200.000
100	1,000	200.000
200	0,900	180.000
300	0,800	160.000
400	0,700	140.000
500	0,600	120.000
600	0,310	62.000
700	0,130	26.000
800	0,090	18.000
900	0,068	13.600
1000	0,045	9.000
1100	0,023	4.600
1200	0,000	0

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 14323 (2017)

Tabela 5 - Variação do coeficiente de dilatação térmica

Alongamento [10-3]	Temperatura (°C)	Coeficiente de Dilatação Térmica α (°C-1)
0,000	20	0,000
0,998	100	9,98E-06
2,318	200	1,16E-05
3,718	300	1,24E-05
5,198	400	1,30E-05
6,758	500	1,35E-05
8,398	600	1,40E-05
10,118	700	1,45E-05
11,000	800	1,38E-05
11,800	900	1,31E-05
13,800	1000	1,38E-05
15,800	1100	1,44E-05
17,800	1200	1,48E-05

Fonte: Autor (2017)

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A partir do modelo numérico criado, foram extraídos diversos dados para as discussões no presente trabalho. Dentre eles, estão os deslocamentos horizontais máximos obtidos através da combinação de incêndio aplicada em diferentes compartimentos. Obteve-se também os deslocamentos verticais para dois nós em extremidades opostas da estrutura e avaliou-se a interferência nos deslocamentos quando a carga de incêndio fora aplicada nos diferentes pontos da edificação. Para fins de comparação, avaliou-se a dilatação térmica de uma viga no compartimento 1 submetida ao aumento de temperatura. Finalmente, analisou-se a carga axial em um pilar no térreo e no primeiro andar, próximos ao compartimento incendiado.

4.1 DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS MÁXIMOS

Com intuito de obtenção dos deslocamentos horizontais máximos na estrutura devido ao incêndio, examinou-se os deslocamentos obtidos no eixo x e y para o último pavimento. Para cada modelo de ação de incêndio, tais deslocamentos foram determinados pela equação 9.

$$\delta_{Total} = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2} \quad 9$$

Onde:

δ_{Total} é o módulo do vetor deslocamento e o deslocamento horizontal

δ_x é o deslocamento do nó na direção x

δ_y é o deslocamento do nó na direção y

A tabela 7, apresenta o deslocamento horizontal máximo, em milímetros, para as diferentes temperaturas e casos.

Tabela 6 - Deslocamentos Máximos Horizontais (mm)

	200°C	400°C	600°C	800°C
Compartimento 1 - Térreo	14,51	31,58	54,74	65,32
Compartimento 1 - 10º andar	17,28	38,69	60,36	61,48
Compartimento 2	17,32	38,24	57,50	59,01
Compartimento 3	45,55	99,88	144,60	137,36

Fonte: Autor (2017)

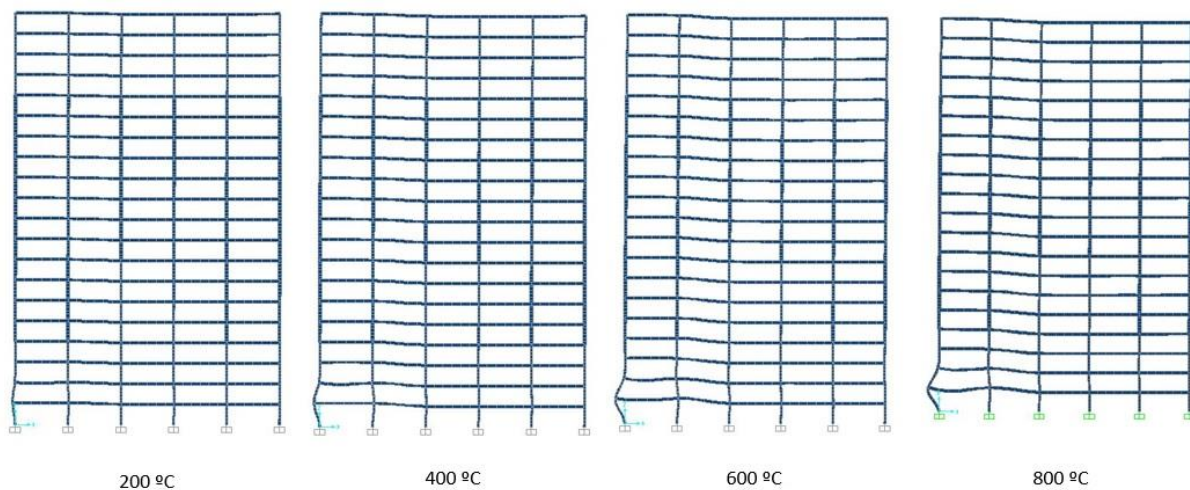


Figura 26 – Deslocamento horizontal máximo devido ao incêndio no compartimento 1 – Térreo
Fonte: Autor (2017)

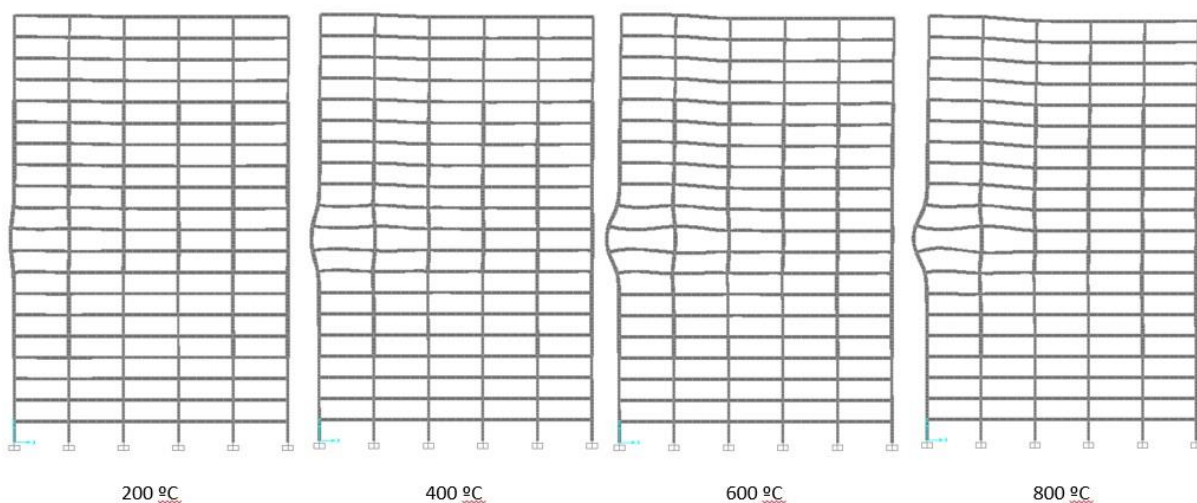


Figura 27 - Deslocamento horizontal máximo devido ao incêndio no compartimento 1 - 10º andar
Fonte: Autor (2017)

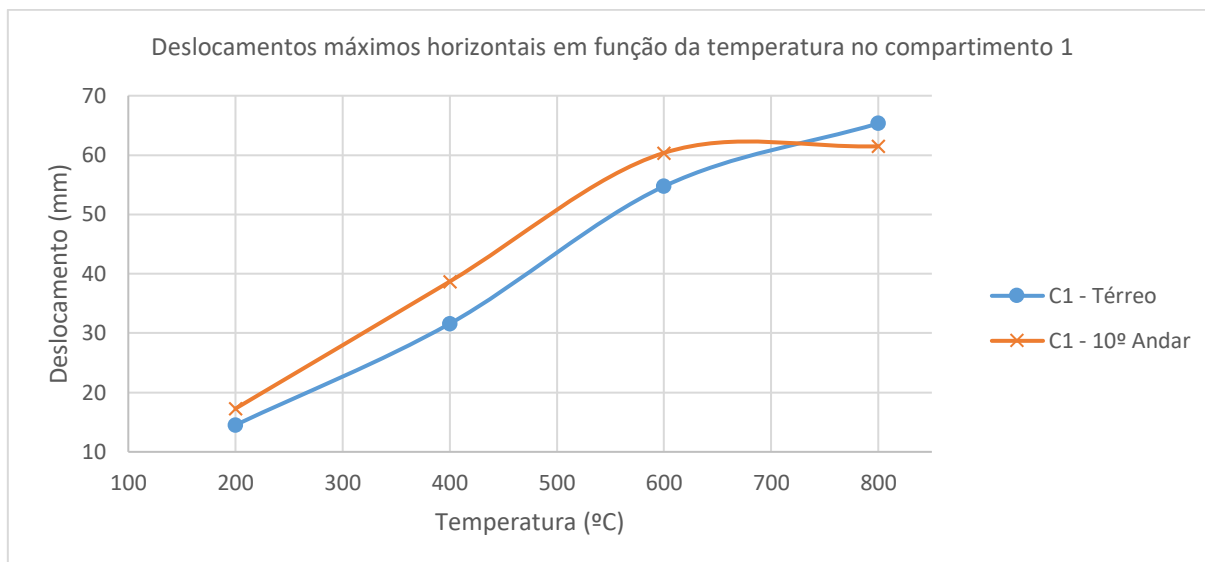


Gráfico 1 – Deslocamentos máximos horizontais no compartimento 1 nos andares térreo e 10
Fonte: Autor (2017)

O compartimento 2 se encontra no pórtico intermediário do eixo x e é o que resultou nos menores deslocamentos horizontais. Tal resultado se justifica pelo fato de esse compartimento se situar entre os eixos centrais da estrutura. Dessa forma, as partes não aquecidas trabalham com igual grau de restrição sobre as barras que apresentam deformações térmicas. A figura 28, corrobora com a informação de que os deslocamentos ficam restringidos aos pórticos internos entre os contraventamentos em k.

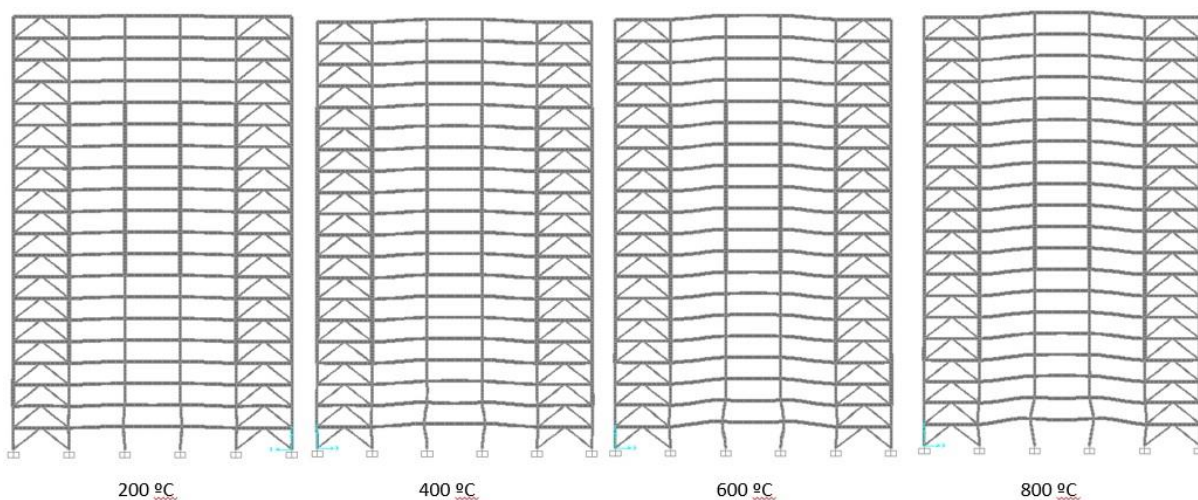


Figura 28 - Deslocamentos no compartimento 2
Fonte: Autor (2017)

Os maiores deslocamentos horizontais ocorreram no compartimento 3, isso se explica por ser um compartimento localizado na extremidade do prédio e com vãos

maiores nas vigas secundárias que se apoiam nas principais. Sendo assim, a dilatação ocorre com maior facilidade no sentido externo ao edifício porque apresenta menor grau de restrição ao movimento. O deslocamento ocorre na direção do eixo x positivo e encontra-se ilustrado na figura 29.

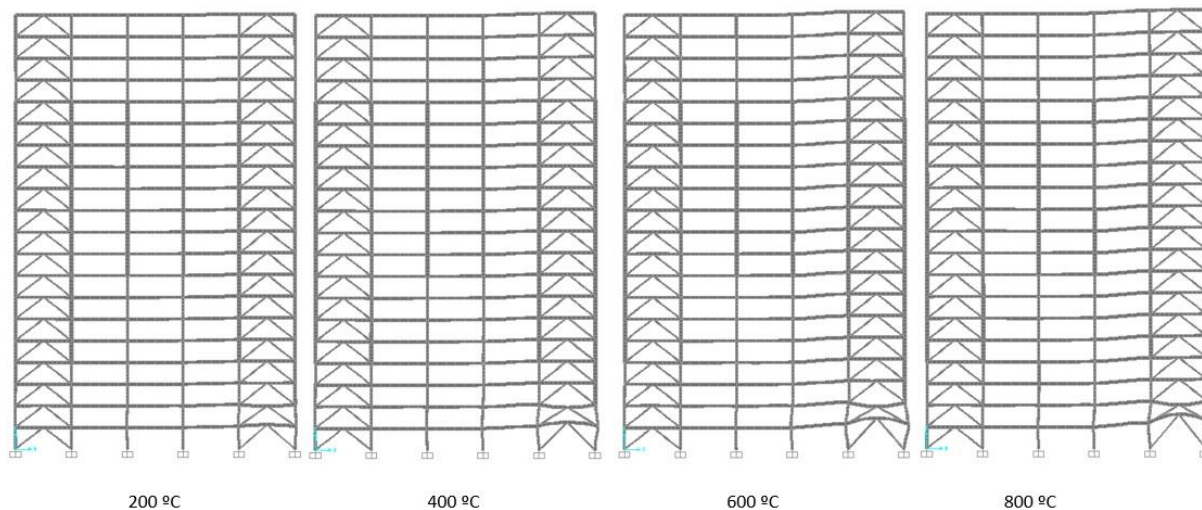


Figura 29 - Deslocamentos no compartimento 3
Fonte: Autor (2017)

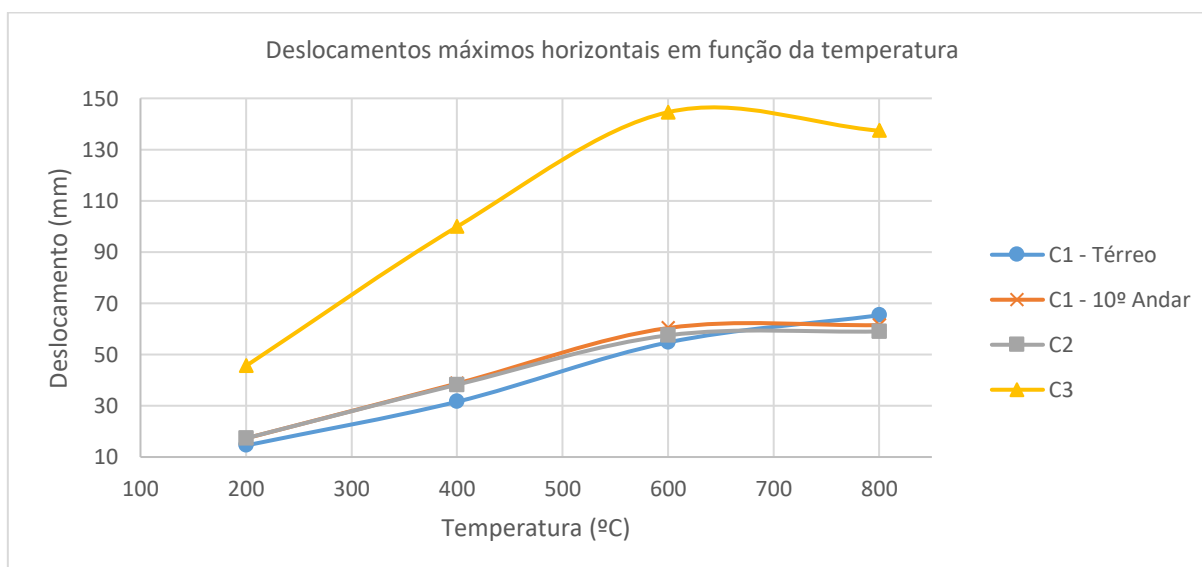


Gráfico 2 - Deslocamentos máximos horizontais em função da temperatura nos compartimentos
Fonte: Autor (2017)

4.2 DESLOCAMENTOS VERTICAIS

Os deslocamentos verticais nos diferentes modelos apresentados foram verificados em dois nós no eixo central. Escolheu-se dois nós (figura 30) com intuito de avaliar, também, o deslocamento relativo como um dos efeitos do incêndio nos diferentes compartimentos.

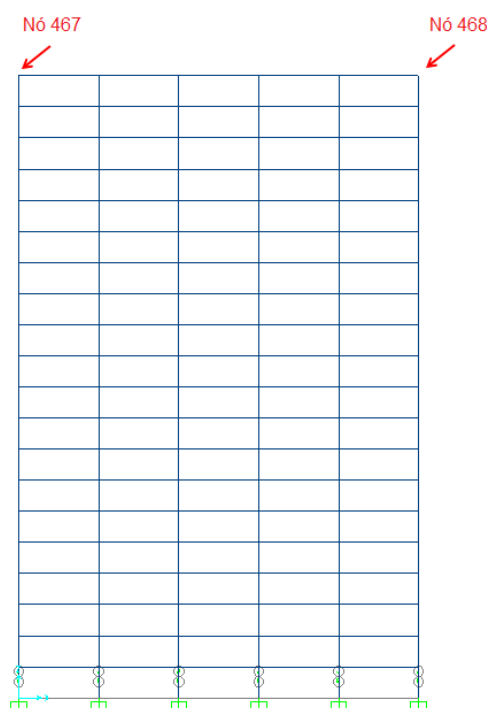


Figura 30 - Localização dos nós escolhidos
Fonte: Autor (2017)

Os nós 467 e 468, que se encontram na fila C e no último pavimento da edificação, tiveram seus deslocamentos verticais verificados e os resultados encontram-se na tabela 8 e 9.

Tabela 7 - Deslocamentos Verticais nó 467 (mm)

	200°C	400°C	600°C	800°C
Compartimento 1 - Térreo	1,99	10,10	19,12	20,13
Compartimento 1 - 10º andar	1,83	10,70	19,28	22,94
Compartimento 2	-4,72	-4,84	-4,96	-4,97
Compartimento 3	-4,67	-4,74	-4,83	-4,89

Fonte: Autor (2017)

Tabela 8 - Deslocamentos verticais no nó 468 (mm)

	200°C	400°C	600°C	800°C
Compartimento 1 - Térreo	-4,71	-4,83	-4,07	-5,00
Compartimento 1 - 10º andar	-4,69	-3,90	-4,02	-4,98
Compartimento 2	-4,72	-4,85	-4,96	-4,97
Compartimento 3	0,12	5,75	10,19	9,10

Fonte: Autor (2017)

Pode-se observar, através das tabelas acima e do gráfico 3, que a altura do pavimento em que ocorre o incêndio pouco interfere no deslocamento vertical dos nós escolhidos. É possível inferir que, para este compartimento, ocorre um deslocamento vertical para cima no nó 467, o que se deve à dilatação dos pilares e vigas. O nó 468 em contrapartida apresenta deslocamentos no sentido da gravidade.

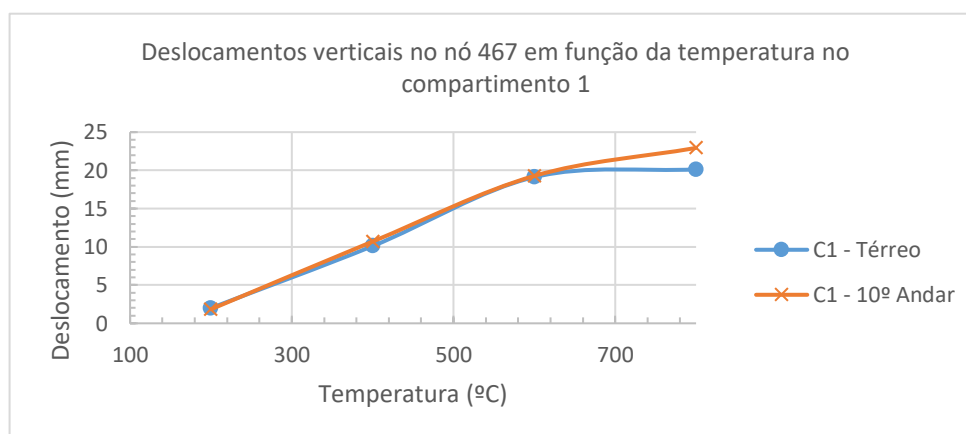


Gráfico 3 - Comparação dos deslocamentos verticais no compartimento 1 – Térreo e 10º andar – Nó 467

Fonte: Autor (2017)

Para o compartimento 3, os deslocamentos verticais no nó 467 apresentaram-se no sentido da gravidade e no nó 468, no sentido oposto. Deve-se isso ao fato de o compartimento 3 ter maior proximidade do nó 468 e ação do incêndio, no modelo numérico apresentado no presente trabalho, causar um deslocamento ascendente devido à dilatação térmica dos pilares aquecidos.

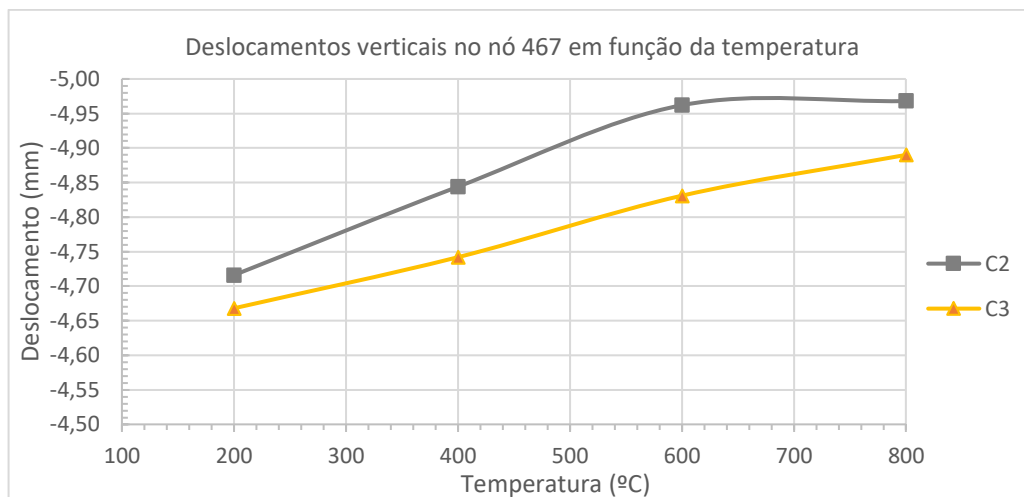


Gráfico 4 - Comparação dos deslocamentos verticais no compartimento 2 e 3 - Nó 467
Fonte: Autor (2017)

4.2 COMPARAÇÃO DE DESLOCAMENTO COM VIGA ISOLADA

Por meio da equação 8 pode-se determinar a dilatação térmica linear de um corpo livre.

$$\Delta L = \alpha \cdot L_0 \cdot \Delta T$$

10

Onde,

ΔL é o alongamento em milímetros;

α é o coeficiente de dilatação térmica em $^{\circ}\text{C}^{-1}$;

L_0 é o comprimento inicial em milímetros;

ΔT é a variação de temperatura em $^{\circ}\text{C}$.

Ao comparar os valores obtidos da equação 10 com os apresentados pelo modelo numérico é possível analisar como o engastamento entre viga e pilar no modelo, trabalha para a restrição das deformações. A viga 71, indicada na figura 31, tem seus valores de dilatação linear livre e os valores de dilatação quando dentro do sistema estrutural apresentados na tabela 9 e 10 respectivamente.

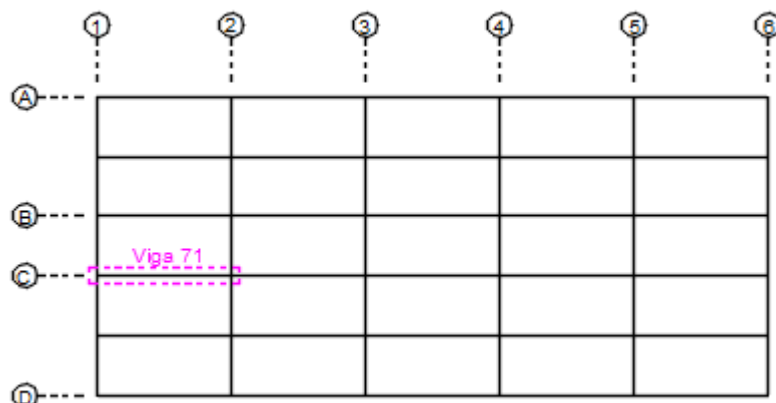


Figura 31 - Localização viga 71
Fonte: Autor (2017)

Tabela 9 - Dilatação linear

α ($^{\circ}\text{C}^{-1}$)	L0 (mm)	ΔT ($^{\circ}\text{C}$)	ΔL (mm)
1,16E-05	9000	200	20,87
1,30E-05	9000	400	46,79
1,40E-05	9000	600	75,59
1,38E-05	9000	800	99,00

Fonte: Autor (2017)

Tabela 10 - Dilatação térmica obtida pelo SAP2000

Esquerda	Direita	ΔL (mm)
-13,95	4,44	18,39
-31,58	8,92	40,50
-53,61	8,66	62,27
-64,84	4,59	69,43

Fonte: Autor (2017)

Comparando os resultados, pode-se perceber que devido às ligações engastadas entre a viga e os pilares do sistema estrutural, a deformação por dilatação térmica é restringida pela continuidade da estrutura. Por consequência, na configuração de colapso do compartimento em chamas, tal restrição acarreta em formação de rótulas plásticas nas proximidades das extremidades engastadas e a viga passa a ter comportamento análogo ao de cabos. O percentual da diferença entre o valor teórico e o valor obtido no SAP encontra-se na tabela 11.

Tabela 11 - Diferença percentual em função da temperatura

ΔT (°C)	Diferença %
200	12,61
400	14,40
600	19,32
800	35,11

A maior restrição de deformação ocorre no pilar à direita da viga 71 devido ao fato que existe toda a estrutura à direita que ajuda a travar as movimentações. No pilar à esquerda da viga, apenas o engastamento entre vigas e pilares ajuda a diminuir a movimentação da barra.

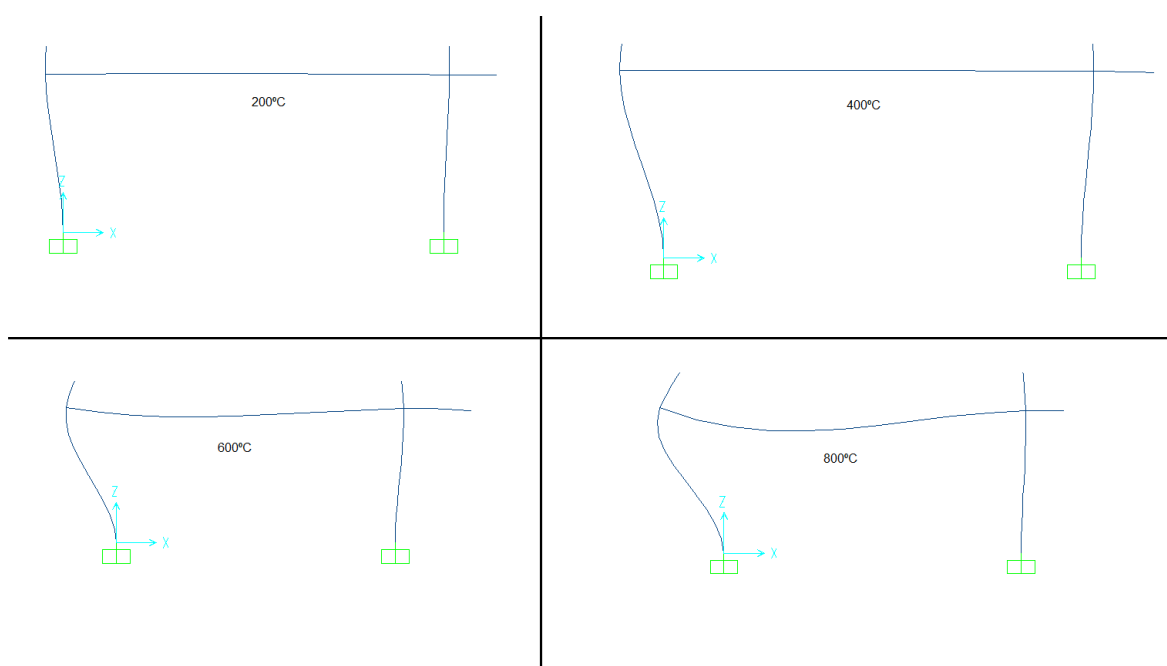


Figura 32 - Modos de deslocamento da viga escolhida
 Fonte: Autor (2017)

4.3 ANÁLISE DO ESFORÇO NORMAL EM UM PILAR

Com intuito de avaliar o esforço axial solicitante dos pilares em situação de incêndio, escolheu-se o pilar do compartimento 1 apresentado na figura 33. Quando

a combinação de incêndio foi aplicada na temperatura de 800°C, o esforço normal resultante nesse pilar foi comparado com aquele do pilar do pavimento superior.

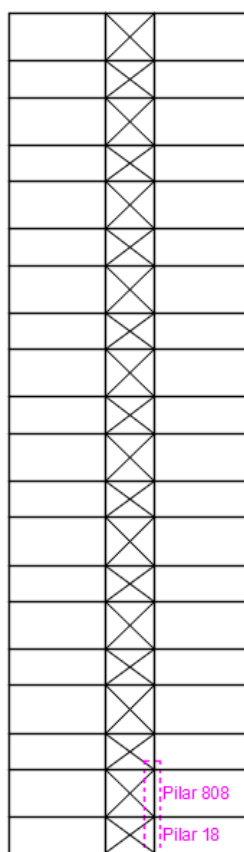


Figura 33 - Localização pilar 18 e 808
Fonte: Autor (2017)

O objeto 18 (figura 34) é o pilar que está no andar térreo, em situação de incêndio e o objeto 808 (figura 35) é o pilar no andar imediatamente acima. Observa-se que no pilar que sofre alteração de temperatura, o esforço normal é menor que no pilar superior. O fato se explica, pois, a estrutura em situação de incêndio, tem sua capacidade de desenvolver tensões e deformações elásticas reduzidas. Dessa forma,

os esforços solicitantes se redistribuem para os elementos de vizinhança por meio das redundantes estáticas.

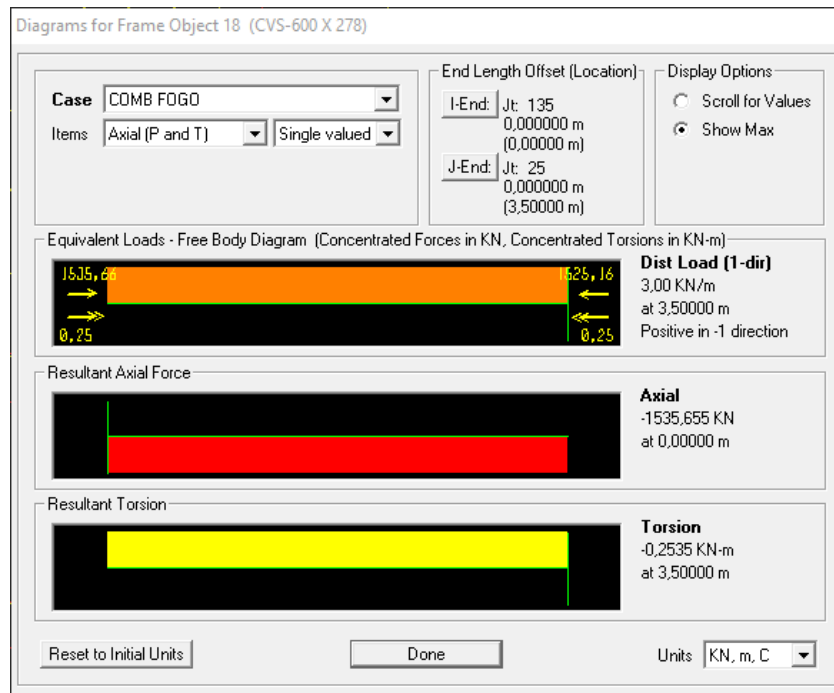


Figura 34 - Pilar que sofre ação do incêndio
Fonte: Autor (2017)

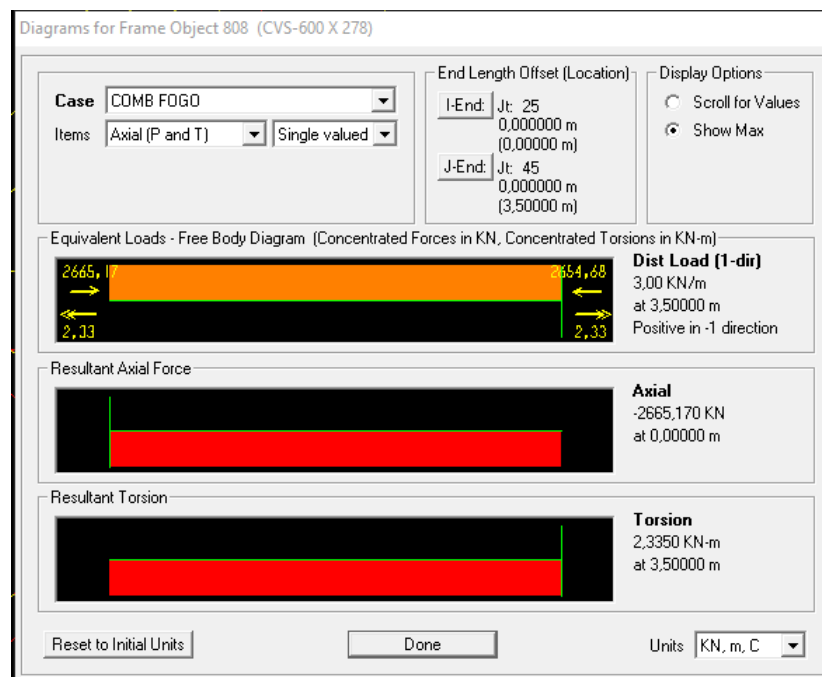


Figura 35 - Pilar imediatamente acima do que sofre ação do incêndio
Fonte: Autor (2017)

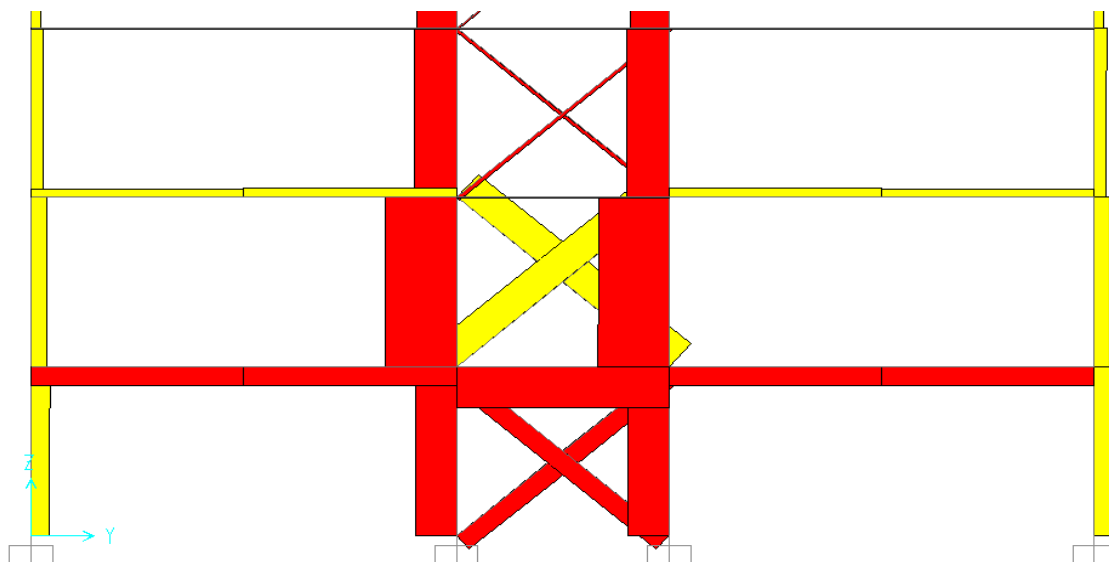


Figura 36 - Gráfico dos esforços normais nos pilares para comparação
Fonte: Autor (2017)

Com intuito de comparação, obteve-se a força axial resistente de cálculo ($N_{fi,Rd}$) conforme a ABNT NBR 14323:2013 através da equação (X):

$$N_{fi,Rd} = \chi_{fi} \times k_{y,\theta} \times A_g \times f_y$$

Onde,

$k_{y,\theta}$ é o fator de redução da resistência ao escoamento, conforme a tabela 1 da ABNT NBR 14323:2013;

A_g é a área bruta da seção transversal;

f_y é a resistência ao escoamento do aço;

χ_{fi} é o fator de redução associado à resistência à compressão em situação de incêndio e pode ser determinado pela expressão:

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\varphi_{o,fi} + \sqrt{\varphi_{o,fi}^2 - \lambda_{0,fi}^2}}$$

Com

$$\varphi_{o,fi} = 0,5 \times (1 + \alpha \lambda_{0,fi} + \lambda_{0,fi}^2)$$

e

$$\alpha = 0,022 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Sendo, $\lambda_{0,fi}$ o índice de esbeltez reduzido em situação de incêndio, dado por:

$$\lambda_{0,fi} = \frac{\lambda_o}{0,85}$$

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

Os resultados obtidos para o pilar do primeiro pavimento com o perfil CVS 600X278 conforme as variações da temperatura encontram-se na tabela 12.

Tabela 12 - Força axial resistente de cálculo

Temperatura (°C)	$N_{fi,Rd}$ (kN)
200	11722,00
400	11722,00
600	5509,00
800	2696,00

Fonte: Autor (2017)

Tabela 13 - Comparação dos esforços normais e resistentes

Temperatura (°C)	Pilar 18 (kN)	Pilar 808 (kN)	$N_{fi,Rd}$ (kN)
200	467,57	1421,01	11722,00
400	410,42	2295,86	11722,00
600	869,71	2814,66	5509,00
800	1535,65	2665,17	2696,00

Fonte: Autor (2017)

Analisando a tabela 13, pode-se inferir que os pilares escolhidos mesmo submetidos à ação do incêndio apresentam o esforço de solicitação menor que o esforço resistente e, portanto, o colapso local para estes pilares não ocorre.

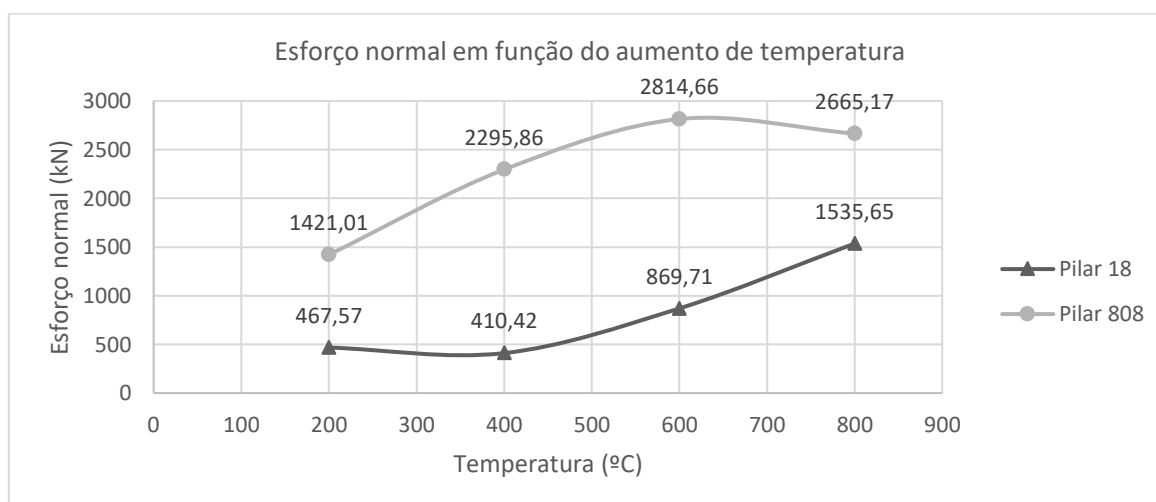


Gráfico 5 - Esforço normal nos pilares em função do aumento da temperatura

Fonte: Autor (2017)

O gráfico 5 ilustra o aumento da solicitação no pilar 18 e 808 quando ocorre o aumento da temperatura e o gráfico 6 apresenta a diminuição da força axial resistente com o aumento da temperatura.

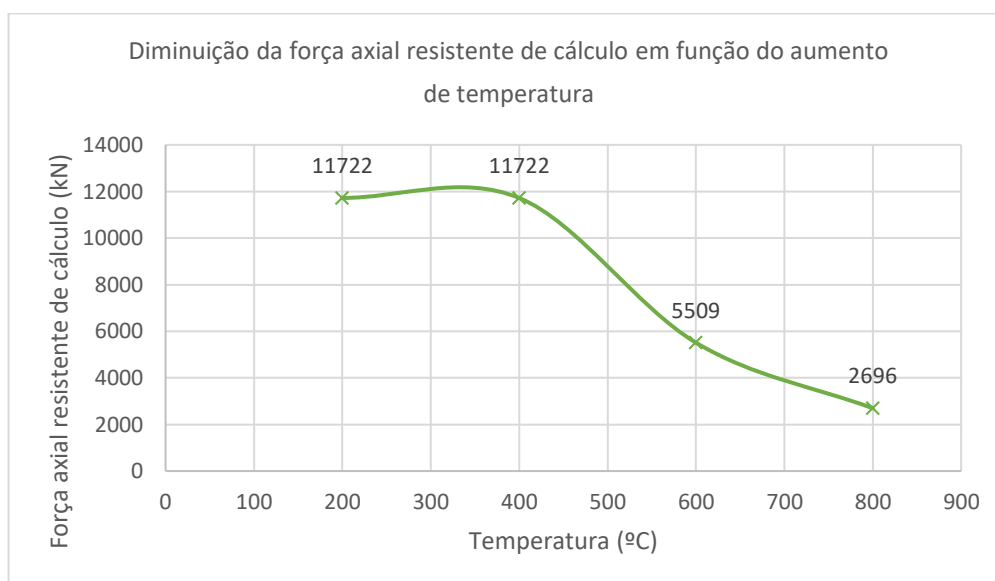


Gráfico 6 - Diminuição da força axial resistente de cálculo em função do aumento de temperatura

Fonte: Autor (2017)

5 CONCLUSÕES

Como proposto inicialmente, foi possível desenvolver modelo numérico de um edifício com múltiplos andares em aço contemplando as ações de projeto e a redução do módulo de elasticidade do material em decorrência do aquecimento. Com o modelo devidamente representativo, simulou-se a ação térmica em outros compartimentos da estrutura e assim foi possível analisar os deslocamentos horizontais e verticais na estrutura. Verificou-se os deslocamentos globais do modelo quando em diferentes temperaturas e concluiu-se que o compartimento 3 é o que apresenta os maiores deslocamentos, sendo assim o compartimento onde o fogo tem ação mais crítica.

Ao analisar a redistribuição dos esforços globais na estrutura devido ao incêndio, observou-se que é possível apenas obter redistribuição dos esforços devido à redução do módulo de elasticidade e não pela perda de resistência do material.

No presente trabalho, foi verificado que, existe uma limitação do programa por não trabalhar com a curva multilinear do material. Desta maneira, a não linearidade da relação entre tensão e deformação não é considerada e não se evidencia a presença de uma deformação plástica. Apesar disso, foi possível avaliar, de forma simplificada, como a ação térmica decorrente do incêndio tem influência sobre o comportamento global da estrutura. No caso do edifício em estudo, cuja estrutura global apresenta simetria no plano da seção transversal, a situação mais crítica é aquela em que a carga de incêndio resulta numa distribuição assimétrica dos esforços. Os recursos numéricos aplicados nos modelos desenvolvidos representaram o comportamento do sistema estrutural em situação de incêndio com alguns limites, porém ajudam no entendimento de como a estrutura é solicitada nessa situação.

Quando comparado o esforço solicitante e o esforço resistente no pilar 18 e 808, não se atinge o colapso que poderia nesse caso ser atingido caso a o esforço solicitante fosse maior que o resistente. Dessa forma, não é possível afirmar que o colapso ocorrerá nessa estrutura já que o pilar sobrecarregado permaneceu estável.

O colapso progressivo, como mencionado no item 2.9, é definido pela propagação de uma ruptura localizada ou colapso de algum membro estrutural sendo o resultado final da ruptura desproporcionalmente maior que o evento inicial (GSA, 2013). Pode-se obter a redistribuição dos esforços apenas devido à perda de

elasticidade do material e dessa maneira ficou impossibilitada a análise da redistribuição dos esforços globais na estrutura.

Conclui-se que com o modelo no SAP2000, o colapso local de algumas barras pode ser simulado através da verificação dos esforços resistentes e solicitantes. Porém, para definição do colapso global da estrutura o software se mostra pouco eficiente.

Ao longo do trabalho, notou-se a necessidade e a oportunidade de melhorar e prosseguir o estudo. De tal modo, como sugestões para trabalhos futuros, recomendam-se as seguintes abordagens:

- Análise do modelo em um software para análise global da estrutura considerando a relação constitutiva definida por curva multilinear.
- Consideração da interação fluido estrutura para representar mais realisticamente a temperatura dos gases aquecidos afetando gradualmente os elementos do sistema estrutural;
- Análise do modelo com as lajes em *steel deck* e comparação dos resultados em estruturas mistas de aço e concreto;
- Análise da ligação viga-pilar com a variação da rigidez da estrutura.

REFERÊNCIAS

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

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

_____. **NBR 14762: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio**. Rio de Janeiro, 2010.

_____. **NBR 9077: Saídas de emergência em edifícios**. Rio de Janeiro, 2001.

A hora e a vez do aço na construção brasileira. **Grandes Construções**, 9 Junho 2011. Disponível em: <http://www.grandesconstrucoes.com.br/br/index.php?option=com_contenido&task=viewMateria&id=506>. Acesso em: 20 ago. 2016

ABOLINS, H. A.; BIANCHINI, F. J.; NOMEILLINI, L. H. Saídas de emergência em edificações. Em: SEITO, A. I., et al. **A segurança contra incêndio no Brasil**. 2008. p. 101.

ASCE STANDARD. **7-05 - Minimum Design Loads for Buildings and other Structures**. American Society of Civil Engineers. 2005.

BAUTISTA, L. E. C. **Influência das tensões de origem térmica em problemas de estabilidade de blocos rochosos**. Rio de Janeiro, 2007.

BITTARELLO, G. Colapso progressivo de estruturas de concreto pré-moldado, Pato Branco, 2013.

CALLISTER, W. D. J. **Ciência e engenharia de materiais: Uma introdução**. 7ª. ed. [S.l.]: LTC, 2007.

CAMARGO, R. E. M. D. **Contribuição ao estudo da estabilidade de edifícios de andares múltiplos em aço**. São Carlos, 2012.

CBCA. Construção em aço: vantagens. **CBCA: Centro Brasileiro da Construção em Aço**. Disponível em: <<http://www.cbca-acobrasil.org.br/site/construcao-em-aco-vantagens.php>>. Acesso em: 29 ago. 2016.

COSTA, C. N. **Dimensionamento de elementos de concreto armado em situação de incêndio**. São Paulo: 2008.

COSTA, C. N.; SILVA, V. P. **Revisão histórica das curvas padronizadas de incêndio**, 2006.

ELLINGWOOD, B. R.; SMILOWITZ, R.; DUSENBERRY, D. O. **Best Practices for Reducing the Potential for Progressive Collapse in Buildings**. National Institute of Standards and Technology, U.S., v. NISTIR 7396, 2007, 2007.

EUROCODE 3 - PART 1-2, -. **Design of steel structures**: General rules. 2004.

FANGHONG, 1992. Disponível em:
<<https://commons.wikimedia.org/w/index.php?curid=2330568>>. Acesso em: 2016.

GIRIBOLA, M. Aço competitivo. **Construção Mercado**, 2012. Disponível em:
<<http://construcaomercado.pini.com.br/negocios-incorporacao-construcao/134/aco-competitivo-alem-de-demanda-por-obras-mais-sustentaveis-284044-1.aspx>>.
Acesso em: 20 fev. 2017

GSA. **Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects**. 2013.

GUINNESS WORLD RECORDS. First Scryscaper. **Guinness World Records**, 2017. Disponível em: <<http://www.guinnessworldrecords.com/world-records/first-skyscraper/>>. Acesso em: 13 jun. 2017.

INABA, R.; MAC CORD S. C., C. A Evolução da Construção em Aço no Brasil. **Revista Arquitetura & Aço**, n. 42, p. 58 - 59, Julho 2015.

JIANG, J.; LI, G.-Q. Fire-induced Progressive Collapse of 3D Steel Frames with Concrete Floors. In: MOREYRA, M. E.; KODUR, G. V. K. R. **Structures in fire – Proceedings of the Ninth International Conference**. DEStech Publications, Inc, 2016. p. 368 - 375.

KUMAR, S. R. S.; KUMAR, A. R. S. Design of Steel Structures, 31 Dezembro 2009. Disponível em: <<http://nptel.ac.in/courses/105106112/>>.

LARANJEIRAS, A. C. R. Colapso progressivo dos edifícios - breve introdução. **TQS News**, p. 36, Agosto 2011.

LESSONS LEARNT FROM STRUCTURAL FAILURES. Progressive Collapse. **Lessons learnt from structural failures**, 2016. Disponível em:
<<https://lessonsfromfailuresblog.wordpress.com/2016/01/31/progressive-collapse/>>.
Acesso em: 14 jun. 2017.

LIMA, R. C. A. et al. **Efeito de altas temperaturas no concreto**, Porto Alegre, 2004.

MARCATTI, J.; COELHO, H. D. S. F.; BERQUÓ, J. E. F. Compartimentação e afastamento entre edificações. In: SEITO, A. I., et al. **A segurança contra incêndio no Brasil**. São Paulo: [s.n.], 2008.

MORENO JUNIOR, A. L.; MOLINA, J. C. **Considerações de interesse sobre a avaliação em laboratório de elementos estruturais em situação de incêndio: contribuições à revisão da NBR 5628:2001**. Porto Alegre, 2012.

NAKAMURA, J. ERA DO AÇO. **Au.Pini**, Novembro 2006. Disponível em: <<http://au.pini.com.br/arquitetura-urbanismo/152/artigo34881-1.aspx>>.

NIST NCSTAR. **Final Report on the Collapse of World Trade Center Building 7, Federal Building and Fire Safety Investigation of the World Trade Center Disaster (NIST NCSTAR 1A)**. [S.l.]. 2008.

ONE World Trade Center. **The Skyscraper Center**, 2017. Disponível em: <<https://skyscrapercenter.com/building/one-world-trade-center/98>>. Acesso em: 20 fev. 2017.

ONO, R.; VENEZIA, A. P. P. G.; VALENTIN, M. V. Arquitetura e urbanismo. In: SEITO, A. I., et al. **A segurança contra incêndio no Brasil**. São Paulo: 2008. p. 123 -.

PINHO, F. O.; PENNA, F. Viabilidade econômica. In: IBS/CBCA **Manual de construção em aço**. Rio de Janeiro: 2008.

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: 2007.

SEITO, A. I. et al. **A segurança contra incêndio no Brasil**. São Paulo : Projeto Editora, 2008.

SILVA, V. P. E. **Estruturas de aço em situação de incêndio**. 1997.

SILVA, V. P. E. et al. Segurança das estruturas em situação de incêndio. In: SEITO, A. I., et al. **A segurança contra incêndio no Brasil**. São Paulo: 2008. p. 135.

THE Home Insurance Building. **Chicago Architecture Info**. Disponível em: <<http://www.chicagoarchitecture.info/Building/3168/The-Home-Insurance-Building.php>>. Acesso em: 20 fev. 2017.

TIPLER, P. A.; MOSCA, G. **Física para cientistas e engenheiros**. 6^a. ed. [S.l.]: [s.n.], v. I, 2010.

VERLAAN, T. **Failed Architecture**, 2011. Disponível em: <<https://www.failedarchitecture.com/the-downfall-of-british-modernist-architecture/>>. Acesso em: 13 junho 2017.

WALTON, W. D.; THOMAS, P. H. Estimating temperatures in compartment fires. In: DINENNO, P. J.; BEYLER, C. L. . C. R. L. P.; WALTON, W. D. **Handbook of fire protection engineering**. 2^a. ed. 1995. Cap. 6.

WANG, W. C. **Steel and Composite Structures: Behaviour and design for fire safety**. 2005.