

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

José Antonio Spohr

**SIMULAÇÃO COMPUTACIONAL DE PAREDES DE
ALVENARIA ESTRUTURAL EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO:
ESTUDO DE CASO**

Porto Alegre
Novembro 2016

JOSÉ ANTONIO SPOHR

**SIMULAÇÃO COMPUTACIONAL DE PAREDES DE
ALVENARIA ESTRUTURAL EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO:
ESTUDO DE CASO**

Projeto de Pesquisa do Trabalho de Diplomação a ser apresentado
ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da
Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos
requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientador: Jean Marie Désir

Porto Alegre
Novembro 2016

JOSÉ ANTONIO SPOHR

**SIMULAÇÃO COMPUTACIONAL DE PAREDES DE
ALVENARIA ESTRUTURAL EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO:
ESTUDO DE CASO**

Trabalho de diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador.

Porto Alegre, novembro de 2016

Prof. Jean Marie Désir
Doutor pela Universidade Federal do Rio de Janeiro
Orientador

BANCA EXAMINADORA

Dra. Ângela Gaio Graeff
Dra. pela Universidade de Sheffield

Dr. Felipe Schaedler de Almeida
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

M.e. Jacinto Manuel Antunes de Almeida
M.e. pela Universidade de Coimbra

À minha família, em especial aos meus pais
José Armando e Magda, pelo apoio ilimitado.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente ao professor Jean Marie, pelos ensinamentos e pela ótima orientação, com disponibilidade e paciência.

Aos meus pais, José Armando e Magda, por acreditarem na minha capacidade e estarem comigo.

Aos meus irmãos, Rodrigo e Luis Felipe, com vocês ao meu lado nunca me sentirei sozinho.

Ao doutorando do LEME Jacinto Manuel, pelas dicas e atalhos sobre como utilizar o Mecway FEA.

Ao meu amigo João Gustavo, pela amizade e por me emprestar seu computador para solucionar meus modelos.

À família Bicca pelo carinho e acolhimento durante finais de semana de estudo da graduação.

Você não pode colocar um limite para nada. Quanto mais
você sonha, mais longe você pode chegar.

Michael Phelps

RESUMO

SPOHR, J. A. **Simulação computacional de paredes de alvenaria estrutural em situação de incêndio**: estudo de caso. 2016. 72 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2016.

A prevenção e proteção contra incêndio é abordada cada vez com mais rigor nas normas e leis, fixando requisitos (NBR 14432:2000) a serem garantidos por procedimentos de ensaios (NBR 5628:2012). Infelizmente, os custos dos ensaios são muito elevados e faltam também laboratórios para realizá-los. Existem poucos registros de testes, em escala real, com o elemento estrutural nas condições de serviço, ou seja interagindo com o resto da estrutura.

Este trabalho propõe uma estratégia de análise do comportamento de paredes em situação de incêndio através de simulações em modelos computacionais 2D, 3D e pórticos em alvenaria estrutural. Para que fosse possível realizar o estudo, foi feita uma pesquisa bibliográfica abordando diferentes temas a respeito de incêndios. Foi estudado a segurança contra incêndio, as propriedades do concreto e seus elementos frente ao fogo, bem como a avaliação de sua resistência e dimensionamento.

A ideia é poder estudar numericamente dois aspectos importantes no desenvolvimento de um incêndio: o fluxo de calor que, experimentalmente, é determinado com o ensaio de resistência ao fogo para conhecer a evolução do campo de temperaturas na seção transversal da parede e o acoplamento termo-mecânico da parede tanto nas condições de ensaio como nas condições em serviço, no qual se analise o efeito das deformações térmicas no desempenho estrutural.

Em função do tempo disponível, as simulações foram realizadas com vários programas, já que os programas podem apresentar graus de dificuldades de uso diferentes para a consecução dos mesmos resultados. Os softwares utilizados na pesquisa foram o FDS/PYROSIM, o Mecway FEA, e o DIANA. Analisou-se o comportamento frente a um incêndio de uma miniparede constituída por blocos de concreto e dimensões 14x80x90cm e de um pórtico de dois pavimentos com ligação rígida entre lajes e paredes e com elementos de interface entre lajes e paredes.

Palavras-Chave: altas temperaturas; simulação computacional; alvenaria estrutural; incêndio.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Triângulo do fogo.....	20
Figura 2 –Tetraedro do fogo.....	20
Figura 3 –Curva de evolução do incêndio.....	22
Figura 4 –Relação entre resistência e temperatura para diferentes tipos de agregados...	28
Figura 5 –Condutividade térmica do concreto baseado no tipo de agregado.....	29
Figura 6 –Calor específico por unidade de massa do concreto usual em função da temperatura	31
Figura 7 – Valor de pico do calor específico em função do teor de umidade	32
Figura 8 – Representação simplificada das reações físico-químicas em concretos feitos com cimento Portland, durante a fase de aquecimento.....	33
Figura 9 –Efeitos de colapsos localizados devido a um incêndio, sobre um edifício	35
Figura 10 – Esquema de transferência de calor de uma parede submetida a um incêndio	38
Figura 11 –Curva padrão temperatura-tempo	42
Figura 12 – Fases do processo de reparação.....	47
Figura 13 – Aumento da temperatura para diferentes espessuras.....	52
Figura 14 – Seção transversal do modelo 2D em t=240min.....	53
Figura 15 – Deslocamentos na direção X do modelo 2D.....	53
Figura 16 – Visão desformada dos deslocamentos em X do modelo 2D.....	54
Figura 17 – Seção transversal do modelo 3D em t=60min.....	56
Figura 18 - Vista do modelo 3D em t=60min.....	56
Figura 19 – Fator de redução do módulo de elasticidade do concreto.....	58
Figura 20 – Divisão em 4 diferentes elementos, etapa inicial de construção do modelo..	59
Figura 21 – Apoio e cargas do modelo 3D.....	60
Figura 22 – Deslocamentos na direção Z do modelo 3D.....	61
Figura 23 – Visão deformada dos deslocamentos em Z do modelo 3D.....	62
Figura 24 – Configuração do pórtico analisado.....	63
Figura 25 – Curva de aquecimento numérica.....	64
Figura 26 – Distribuição e evolução das temperaturas na seção transversal.....	65
Figura 27 – Deslocamentos totais na configuração deformada.....	66
Figura 28 – Deslocamentos na direção X na configuração deformada.....	66

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 –Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF) em minutos.....	25
Quadro 2 –Espessura mínima equivalente para paredes de alvenaria com blocos de concreto para resistência de 30 a 135 minutos	44
Quadro 3 – Espessura mínima equivalente para paredes de alvenaria com blocos de concreto para resistência de 150 a 240 minutos.....	44

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valor de pico do calor específico do concreto situado entre 100 e 200 °C	32
Tabela 2 – Propriedades dos materiais das miniparedes.....	50
Tabela 3 – Propriedades dos materiais dos pórticos.....	50
Tabela 4 - Valores das relações $f_{c,\theta}/f_{ck}(k_{c,\theta})$ e $E_{c,\theta}/E_c(k_{cE,\theta})$ para concretos de massa específica normal preparados predominantemente com agregados silicosos ou calcários.....	57
Tabela 5 – Valores de temperatura média, espessura e módulo de elasticidade das escalas.....	58

LISTA DE SIGLAS

CAD – Computer Aided Design

CAD – Concretos de Alto Desempenho

CEB – Euro-International Committee for Concrete

FDS – Fire Dynamics Simulator

FEA – Finite Elements Analysis

K – Kelvin

NBR – Norma Brasileira

NIST – National Institute of Standards and Technology

SAMFS – South Australian Metropolitan Fire Service

TRRF – Tempo Requerido de Resistência ao Fogo

W - Watts

LISTA DE SÍMBOLOS

$c_{p,pico}$ – valor de pico do calor específico por unidade de massa do concreto

$c_{p,\theta}$ – calor específico por unidade de massa do concreto de densidade

J – Joules

kg – quilograma

m^2 - metro quadrado

$^{\circ}C$ – grau Celsius

q – calor

$R_{d,fi}$ – valor de cálculo dos esforços resistentes

$S_{d,fi}$ – valor de cálculo do esforço atuante

T – temperatura

t – tempo em minutos

T_0 – temperatura inicial

U – umidade (%)

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	15
2 DIRETRIZES DE PESQUISA	17
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA.....	17
2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA.....	17
2.2.1 Objetivo Principal	17
2.2.2 Objetivo Secundário	17
2.3 DELIMITAÇÕES.....	17
2.4 LIMITAÇÕES	17
2.5 DELINEAMENTO	18
3 CONCEITOS BÁSICOS	18
3.1SEGURANÇA CONTRA INCÊNDIOS EM EDIFICAÇÕES	19
3.1.1 Fundamentos de fogo e incêndio	19
3.1.2Ações de segurança contra incêndios	22
3.1.3 Compartimentação Horizontal e Compartimentação Vertical	24
3.1.3.1 Compartimentação Horizontal	24
3.1.3.2Compartimentação Vertical	24
3.1.4Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF)	25
3.2PROPRIEDADES DO CONCRETO E DE SEUS ELEMENTOS FRENTE AO FOGO	26
3.2.1Concreto	27
3.2.1.1Condutividade térmica.....	29
3.2.1.2Calor específico	30
3.2.1.3 Alterações físico-químicas	32
3.2.2 Resistência dos elementos de concreto frente ao fogo	34
3.2.2.1Ensaio experimentais dos elementos de concreto	36
3.2.3 Resistência das paredes de alvenaria frente ao fogo	37
3.3 DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS DE CONCRETO EXPOSTOS AO FOGO	39
3.3.1 Método tabular	39
3.3.2 Método simplificado de cálculo	40
3.3.3 Métodos gerais de cálculo	41
3.3.4 Método experimental	41
3.4 MÉTODOS DE DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO FOGO	41

3.4.1 Teste de alvenaria de concreto frente ao fogo	42
3.4.2 Ferramentas computacionais para simulação de incêndio	45
4 MODELAGEM COMPUTACIONAL.....	47
4.1 INTRODUÇÃO.....	47
4.2 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS.....	49
4.3 SIMULAÇÕES E RESULTADOS.....	49
4.3.1 Materiais.....	50
4.3.2 Análise do Modelo 2D.....	51
4.3.3 Análise do Modelo 3D.....	55
4.3.4 Análise do Comportamento Global da Estrutura.....	62
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	67
REFERÊNCIAS	68

1 INTRODUÇÃO

A alvenaria estrutural é considerada um dos sistemas de construção mais antigos da história da humanidade e continua sendo bastante utilizado. Consiste basicamente em blocos unidos entre si por argamassa, desempenhando nas edificações as funções básicas de vedação e estrutural. A possibilidade de uso de um projeto com coordenação modular, apresenta enorme vantagem no quesito racionalização, proporcionando uma maior produtividade e, conseqüentemente, economia. Estima-se que bons projetos em alvenaria estrutural podem se tornar de 35 a 60% mais baratos que os convencionais em concreto armado (CAVALHEIRO, s. d., p. 1-8). Por essa e outras vantagens, o processo alcançou participação expressiva no mercado brasileiro e mundial.

O déficit habitacional é um enorme desafio para o Brasil, visto que milhões de famílias de baixa renda não possuem um lar. Buscando amenizar essa deficiência, o governo federal criou o programa Minha Casa Minha Vida, em que famílias podem financiar o imóvel com uma baixa taxa de juros em parcelas de pequenos valores. Estima-se que mais de 60% dos imóveis do programa sejam construídos em alvenaria estrutural, tornando esse sistema cada vez mais popular (informação verbal)¹. Não podemos descartar que o sistema também vem sendo utilizado para edificações de médio e alto padrão, fato que culminou em investimentos na tecnologia e pesquisa da alvenaria. Infelizmente o crescimento na utilização não é acompanhado com estudos na mesma proporção para garantir o desempenho do sistema. Existem relatos de vários problemas que precisam ser estudados para a elaboração de soluções definitivas. Por outro lado, alguns aspectos não estudados até agora exigem mais pesquisas para sua consideração. É o caso do desempenho da estrutura de alvenaria estrutural frente a altas temperaturas, sendo necessário atender as exigências normativas tais como a NBR 5628 ou a NBR 14432 que tratam do comportamento dos elementos estruturais em relação ao fogo.

De acordo com Rigão (2012, p. 23-24):

“Conforme Purkiss (2007), tem havido pouco desenvolvimento na avaliação do desempenho das alvenarias frente ao fogo. O mesmo

¹Informação obtida no Programa Jovens Talentos, ocorrido no dia , na sede da MelnickEven, em Porto Alegre, RS, proferida pelo Eng. Marcus Daniel Friedrich dos Santos.

autor lembra, ainda, que muitos ensaios de resistência ao fogo de alvenarias são feitos com paredes descarregadas moldadas no laboratório, não expressando resultados para capacidade portante destas, pois não simulam adequadamente o comportamento real, quando estas estão sob carregamento axial no momento do incêndio.”

Sendo assim, o presente trabalho tem como objetivo avaliar as consequências de um incêndio confinado em um ou dois apartamentos de uma construção em alvenaria estrutural, levando em conta os carregamentos axiais transmitidos pelas paredes. O estudo será feito através da utilização de softwares para simular diferentes cenários, obtendo resultados sobre as deformações nas paredes através da distribuição da temperatura, resultando em uma análise final do comportamento global da edificação. Posteriormente, soluções para recuperações e reforços da estrutura serão discutidas.

2 DIRETRIZES DE PESQUISA

Para a formulação do trabalho foram definidas as seguintes diretrizes:

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa do trabalho é: qual o comportamento das paredes de uma edificação em alvenaria estrutural de concreto frente a um incêndio?

2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

O objetivo principal do trabalho é avaliação das consequências de um incêndio em paredes de alvenaria estrutural. Serão analisados as distribuições de temperaturas e as deformações térmicas e estruturais nas paredes, além do comportamento global da edificação.

2.3 DELIMITAÇÕES

O estudo analisa alguns esquemas básicos de distribuição de paredes, comumente encontrados em projeto de obra residencial multifamiliar executada com sistema de alvenaria estrutural.

2.4 LIMITAÇÕES

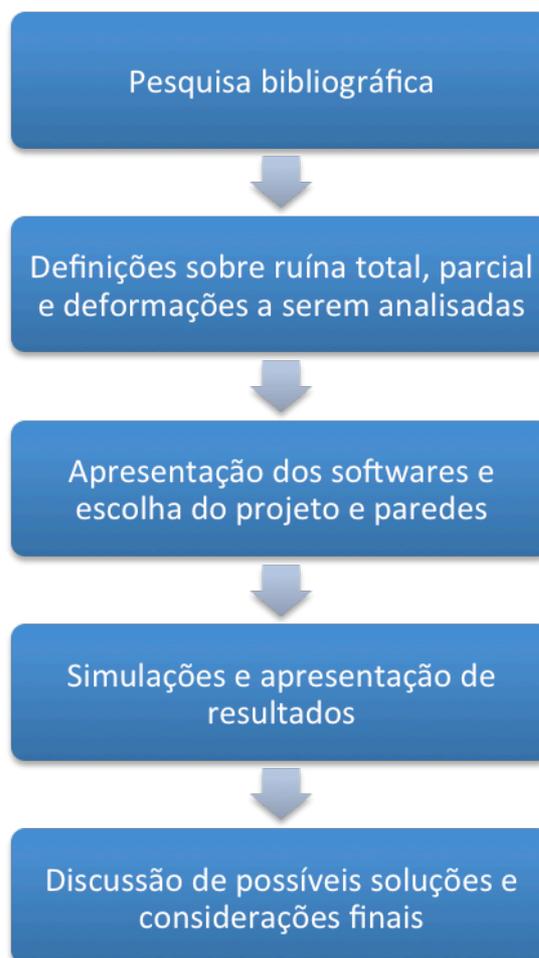
São limitações do trabalho:

- a. A análise do comportamento das paredes de alvenaria estrutural frente ao incêndio feita pelo software Mecway – FiniteElementAnalysis.
- b. A análise das cargas das paredes de alvenaria estrutural de um pórtico feita pelo software ANDINA ou outro, levando em consideração o acoplamento térmico.

2.5 DELINEAMENTO

O trabalho foi realizado através de seis etapas, representadas na figura 1. São elas:

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) definições sobre ruína total, parcial e deformações a serem analisadas;
- c) apresentação dos softwares e escolha do projeto e paredes;
- d) simulações e apresentação de resultados;
- e) Discussão de possíveis soluções e considerações finais.



3 CONCEITOS BÁSICOS

3.1 SEGURANÇA CONTRA INCÊNDIOS EM EDIFICAÇÕES

Atualmente, todos conhecem a desolação e as terríveis consequências que um incêndio pode causar. No entanto, para que essa conscientização fosse implantada na nossa cultura, grandes tragédias tiveram que ocorrer. Antes dos grandes incêndios, a preocupação em relação a segurança correspondia ao patrimônio, com o intuito de evitar perdas materiais. Somente após quatro grandes incêndios ocorridos nos EUA entre os anos de 1903 e 1911, com muitas vítimas fatais, é que esse conceito foi mudado. A vida humana passou a ser prioridade e as construções foram adequando-se a segurança das pessoas.

No Brasil, os primeiros grandes incêndios em edificações ocorreram na década de 70, reforçando a ideia de que a segurança contra incêndio é um campo de estudo primordial da engenharia. Os incêndios do edifício Joelma e Andraus, ambos localizados na cidade de São Paulo, ocasionaram grandes movimentações nos meios políticos e técnicos, provocando o surgimento de normas técnicas para a regularização da segurança contra incêndio em nosso país.

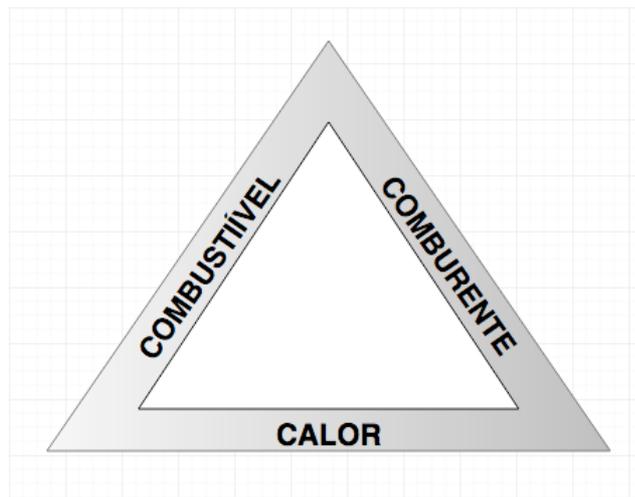
"A segurança contra incêndios das edificações é um campo de estudo da engenharia que tem por objetivo limitar, a níveis aceitáveis, a probabilidade de morte, ferimento e perdas materiais em um incêndio"(BUCHANAN, 2002 apud ROSEMANN, 2011, p. 7). Para executar um bom projeto de prevenção contra incêndio, é necessário levar em conta diversas variáveis e diferentes medidas de segurança.

Sendo assim, é necessário ter conhecimento de alguns conceitos fundamentais que compõe o universo do fogo e dos incêndios confinados. A seguir, serão abordados os principais fundamentos.

3.1.1 Fundamentos de fogo e incêndio

Segundo a NBR 13860 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1997), fogo é o processo de combustão caracterizado pela emissão de calor e luz. Para que se mantenha ativo, é necessário a combinação de diferentes elementos. Em um primeiro momento, foi criada a teoria do Triângulo do Fogo (figura 1), que explicava os meios de extinção do fogo pela retirada do combustível, comburente ou calor (SEITO et al., 2008, p. 35).

Figura 1 – Triângulo do Fogo



(fonte: elaborado pelo autor.)

Figura 2 – Tetraedro do Fogo



(fonte: SEITO et al., 2008, p. 36)

Já no tetraedro do fogo, conforme a figura 2, temos também a presença destacada da reação em cadeia. Seja no Triângulo ou Tetraedro do Fogo, é necessária a presença de todos os

elementos, caso contrário o fogo não se mantém. Além disso, outros fatores são levados em conta tais como: estado da matéria (sólido, líquido ou gás), massa específica, superfície específica, calor específico, calor latente de evaporação, ponto de fulgor, ponto de ignição, mistura inflamável (explosiva), quantidade de calor, composição química, quantidade de oxigênio disponível, umidade, entre outros (SEITO et al., 2008, p. 36).

Segundo a NBR 13860 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1997), incêndio é o fogo fora de controle. Ele ocorre a partir de uma fonte de calor que aquece os materiais que estão em contato e próximos a ela. O calor propaga-se principalmente por radiação e convecção, aumentando a temperatura do ambiente e iniciando o processo de alastramento das chamas (RIGÃO, 2012, p. 48). O incêndio pode ser representado através de um gráfico (figura 3) e ser definido em quatro fases diferentes.

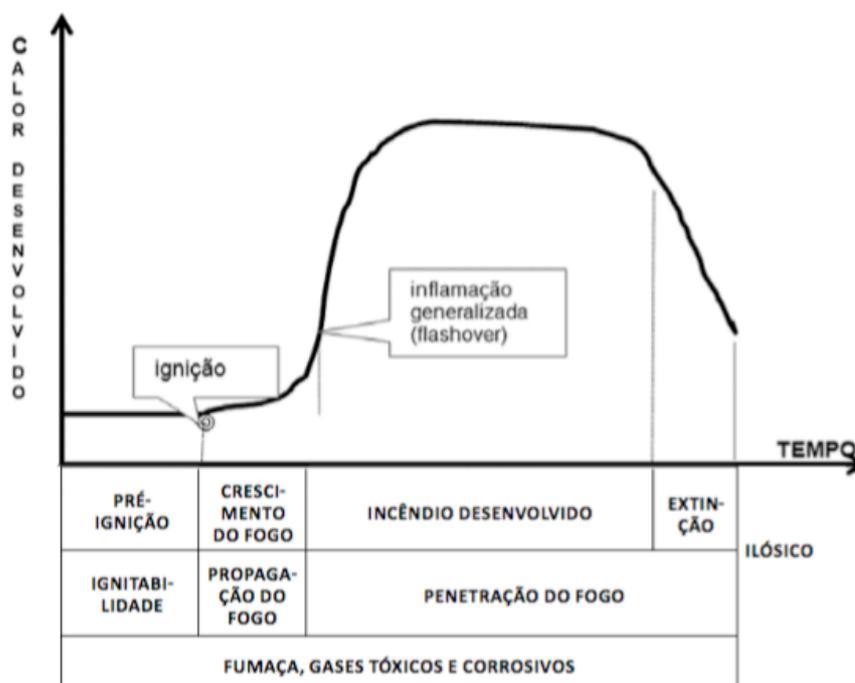
O primeiro estágio é a pré-ignição, que pode ser caracterizada como um chamejamento ou abrasamento. No chamejamento as chamas são visíveis e há desenvolvimento de chamas. Já no abrasamento, a combustão é lenta, sem aparecimento de chamas e pouca produção de calor. No entanto, há potencial para preencher o compartimento com gases combustíveis e fumaça (SEITO, et al., 2008, p. 45).

No segundo estágio encontra-se o crescimento do incêndio, ocorrendo a propagação do fogo para outros objetos adjacentes, podendo estender-se para o material da cobertura ou teto. Nesse estágio observamos o “flashover”, ocasionando uma inflamação generalizada e atingindo temperaturas mais altas junto ao teto com valores que podem chegar a 6.000°C (SEITO et al., 2008, p. 46).

O incêndio desenvolvido representa o terceiro estágio, em que todos os materiais combustíveis do ambiente entrarão em combustão, atingindo temperaturas acima dos 1000°C. A duração desse estágio está relacionada com a carga de incêndio² que passa dos 80% para 30% do valor inicial. Ao final do gráfico é possível observar a quarta fase, representando a diminuição da intensidade do incêndio até sua extinção (SEITO et al., 2008, p. 46-47).

²Segundo a NBR13860 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1997), carga de incêndio é a soma das energias caloríficas que poderiam ser liberadas pela combustão completa de todos os materiais combustíveis em um espaço, inclusive os revestimentos das paredes, divisórias, pisos e tetos.

Figura 3 – Curva de evolução do incêndio



(fonte: SEITO et al., 2008, p. 44)

3.1.2 Ações de segurança contra incêndios

O principal objetivo da segurança contra incêndios em edificações é preservar a vida das pessoas expostas ao sinistro. Segundo estatísticas internacionais, estima-se que a cada dez minutos uma pessoa falece devido a um incêndio. A principal causa desses óbitos é a exposição à fumaça tóxica que ocorre nos primeiros momentos do sinistro. Sendo assim, a segurança à vida depende prioritariamente da boa concepção do projeto, a fim de permitir a rápida desocupação dos ambientes atingidos e ameaçados pelas chamas (SILVA et al., 2010, p. 10).

A segurança contra incêndios em edificações compreende um apanhado de tópicos que incorporam métodos de construção, dispositivos mecânicos e elétricos, práticas de gestão e resposta humana organizada sob medida para reduzir o impacto do fogo sobre os ocupantes, a edificação, o seu conteúdo, os bombeiros presentes e qualquer propriedade vizinha (SOUTH AUSTRALIAN METROPOLITAN FIRE SERVICE, 2016).

Segundo o SAMFS (South Australian Metropolitan Fire Service, 2016), a segurança em edificações não pode ser definida em apenas um único sistema, e sim, em vários subsistemas que juntos formam um pacote. Caso um dos subsistemas seja removido, o pacote inteiro irá colapsar e os ocupantes da edificação irão enfrentar riscos inaceitáveis durante o incêndio. São considerados subsistemas:

- a) treinamento e educação dos ocupantes;
- b) meios de escapar da edificação;
- c) potencial de ignição;
- d) carga de incêndio;
- e) compartimentação e resistência estrutural contra o fogo;
- f) sistemas de combate a incêndio;
- g) detector de fogo, alarme e sistemas de comunicação;
- h) sistemas de controle de fumaça;
- i) resposta dos bombeiros.

As medidas de segurança contra incêndio podem ser divididas entre medidas de prevenção e proteção. As medidas de prevenção são aquelas que se destinam a evitar a ocorrência do início do incêndio, enquanto que as medidas de proteção são aquelas destinadas a resguardar a vida humana e os bens materiais dos efeitos do incêndio em desenvolvimento (ONO³, 2007 apud ROSEMANN, 2011, p. 11).

As medidas de proteção contra incêndio podem ser classificadas em: proteção passiva e proteção ativa. Proteção passiva refere-se ao controle do fogo por sistemas que são construídas junto a estrutura, dispensando a operação por pessoas ou controles automáticos (BUCHANAN, 2002, p. 12). Segundo Silva et al. (2010, p. 17), constituem proteção passiva:

- a) compartimentação (horizontal e vertical);
- b) saídas de emergência (localização, quantidade e projeto);
- c) reação ao fogo de materiais de acabamento e revestimento (escolha de materiais);
- d) resistência ao fogo dos elementos contrutivos;
- e) controle de fumaça;
- f) separação entre edificações.

³ONO, R. **Parâmetros para garantia da qualidade do projeto de segurança contra incêndio em edifícios altos**. 1. ed. Porto Alegre: Ambiente Construído, 2007. v. 7.

Já a proteção ativa, corresponde ao controle do fogo por alguma ação tomada por uma pessoa ou dispositivo automático (BUCHANAN, 2002, p. 11). Os sistemas de proteção ativa são complementares aos de proteção passiva, e somente entram em ação quando da ocorrência de incêndio. Um sistema de proteção ativa é essencialmente constituído de instalações prediais para detecção e alarme do incêndio, para combate ao fogo (chuveiros automáticos, hidrantes, extintores, etc.), para orientação do abandono (iluminação e sinalização das rotas de fuga), dentre outros (SILVA et al., 2010, p. 24).

3.1.3 Compartimentação Horizontal e Compartimentação Vertical

A compartimentação é uma técnica de proteção passiva bastante eficiente. Seu papel consiste em impedir a propagação do incêndio em uma edificação por meio de barreiras resistentes ao fogo, aumentando a segurança nas ações de abandono do prédio pelos ocupantes e combate a incêndio (SEITO et al., 2008, p. 169). Segundo Silva et al.(2010, p. 17), os principais propósitos da compartimentação são:

- c) conter o fogo em seu ambiente de origem;
- c) manter as rotas de fuga seguras contra os efeitos dos incêndios;
- c) facilitar as operações de resgate e combate ao incêndio.

3.1.3.1 Compartimentação Horizontal

A propagação do fogo e fumaça para cômodos adjacentes é a principal causa de mortes por incêndio. O movimento do fogo e da fumaça dependem muito da geometria da edificação (BUCHANAN, 2002, p. 22). De acordo com Silva et al.(2010, p. 17), a compartimentação horizontal pode ser obtida por meio dos dispositivos apresentados a seguir:

- a) paredes e portas corta-fogo nos pontos em que os cômodos se comunicam;
- b) registros corta-fogo nos dutos que trespassam as paredes corta-fogo;
- c) selagem corta-fogo em bandejas de passagem de cabos e tubulações nas paredes corta-fogo;
- d) afastamento horizontal entre janelas e portas de setores compartimentados, podendo-se fazer uso de abas de retenção nos casos em que a distância entre as aberturas não for considerada segura.

3.1.3.2 Compartimentação Vertical

O incêndio pode se propagar para outros andares por uma variedade de caminhos, dentro ou fora da edificação. Rotas internas incluem falhas nas montagens do piso/teto, e propagação do fogo através de espaços verticais ocultos, dutos de serviços, *shafts* ou escadas (BUCHANAN, 2002, p. 23). Segundo Silva et al.(2010, p. 18), a compartimentação vertical pode ser obtida por meio dos dispositivos apresentados a seguir:

- a) lajes corta-fogo;
- b) enclausuramento das escadas por meio de paredes e portas corta-fogo;
- c) registros corta-fogo em dutos que intercomunicam pavimentos;
- d) selagem corta-fogo de passagens de cabos elétricos e tubulações (*shafts*) através das lajes;
- e) utilização de abas verticais (parapeitos) ou abas horizontais projetando-se além da fachada, resistentes ao fogo e separando as janelas de pavimentos consecutivos, de modo a evitar que as chamas do pavimento inferior atinjam o pavimento em questão por transmissão de chamas pelas janelas.

3.1.4 Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF)

O Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF) é o tempo mínimo, descrito em minutos, que um elemento estrutural ou de compartimentação deve resistir a uma ação térmica padronizada, ou seja, um incêndio padrão. Ele é avaliado em função do risco de incêndio e das consequências que o mesmo pode vir a causar devido a uma falha estrutural. Através de uma simples tabela, pode-se facilmente definir o TRRF, levando em conta o tipo de uso predominante da edificação e sua altura.

Quadro 01 – Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF) em minutos

Ocupação/ Uso	Divisão (NBR 9077)	Altura da edificação (m)				
		Classe P ₁ h ≤ 6	Classe P ₂ 6 < h ≤ 12	Classe P ₃ 12 < h ≤ 23	Classe P ₄ 23 < h ≤ 30	Classe P ₅ h ≥ 30
Residencial	A1 a A-3	30	30	60	90	120
Serviços de hospedagem	B-1 e B-2	30	60 (30)	60	90	120
Comercial varejista	C-1 a C-3	60 (30)	60 (30)	60	90	120
Serviços profissionais, pessoais e técnicos	D-1 a D-3	30	60 (30)	60	90	120
Educacional e cultura física	E-1 a E-6	30	30	60	90	120
Locais de reunião de público	F-1, F-2, F-5, F-6 a F-8	60(30)	60	60	90	120
Serviços automotivos	G-1 e G-2 não abertos lateralmente e G-3 a G-5	30	60 (30)	60	90	120
	G-1 e G-2 abertos lateralmente	30	30	30	30	60
Serviços de saúde e institucionais	H-1 a H-5	30	60	60	90	120
Industrial	I-1	30	30	60	90	120
	I-2	60 (30)	60 (30)	90 (60)	120 (90)	120
Depósitos	J-1	30	30	30	30	60
	J-2	60	60	90 (60)	120 (90)	120

Obs: valores entre parênteses se referem a edificações com área de pavimento menor que 750 m².

(fonte: NBR 14432:2000)

3.2 PROPRIEDADES DO CONCRETO E DE SEUS ELEMENTOS FRENTE AO FOGO

No século XIX, quando os edifícios de múltiplos andares começaram a ser construídos, o concreto era utilizado como material de revestimento do aço, sem função estrutural, mas com grandes espessuras, em vista de o concreto não ser um isolante ideal. Anos após, o concreto foi também aproveitado como elemento estrutural, trabalhando em conjunto com o aço para resistir aos esforços, inicialmente na função de piso. Atualmente, o concreto armado é a técnica mais utilizada no mundo para construções de estruturas (SILVA et al., 2010, p. 136).

Apesar de ser um fenômeno raro, a ocorrência de um eventual incêndio deve ser levada em conta ao se projetar um edifício em concreto armado ou alvenaria estrutural. Estudar suas propriedades frente às altas temperaturas é essencial para a realização de um bom projeto.

A propriedade de resistência ao fogo pode ser considerada como a habilidade de um elemento de uma edificação cumprir a função a que foi projetado no caso de um incêndio. Essa função pode se referir a conter o fogo (como uma parede sem função estrutural); para suportar a carga de concepção (como uma viga ou pilar); ou ambos (como uma laje). Propriedades desejáveis que são relevantes incluem adesão, coesão, a capacidade de resistir ao choque térmico e baixa condutividade térmica. No entanto, a forma como o material é utilizado, o projeto do elemento da edificação e as formas de fixação, são todas importantes (READ, 1988, p. 59).

A seguir, apresentam-se diferentes propriedades do concreto frente a um incêndio, bem como as consequências que sofrem as vigas, pilares e lajes.

3.2.1 Concreto

O concreto comum é conhecido por possuir uma alta resistência frente às altas temperaturas devido a sua incombustibilidade e baixa condutividade térmica, além de não exalar gases tóxicos ao ser aquecido. Por ser uma mistura heterogênea, sua resistência frente ao fogo está estritamente ligada às diferentes características dos materiais que o compõem. Concretos porosos facilitam a percolação da água, permitindo sua migração para o exterior do elemento sem causar *spalling*⁴. Já os concretos de alta resistência (CAD) são mais propensos aos lascamentos explosivos, em virtude de sua matriz densificada e baixa porosidade.

Em termos macroscópicos⁵, uma amostra de concreto é composta por partículas de agregados com formas e tamanhos variados, bem como pelo meio ligante constituído de uma massa contínua de pasta endurecida. Ou seja, neste nível, o concreto pode ser visto como um material bifásico, formado por partículas de agregado dispersas em uma matriz cimentícia. Já

⁴*Spalling* é um fenômeno natural nas estruturas de concreto quando expostas às altas temperaturas. A palavra é da língua inglesa e refere-se ao lascamento que o concreto sofre nos primeiros minutos do incêndio.

⁵Termo que designa uma estrutura grosseira, visível à olho nu. O limite de resolução do olho humano é aproximadamente 1/5 do milímetro.

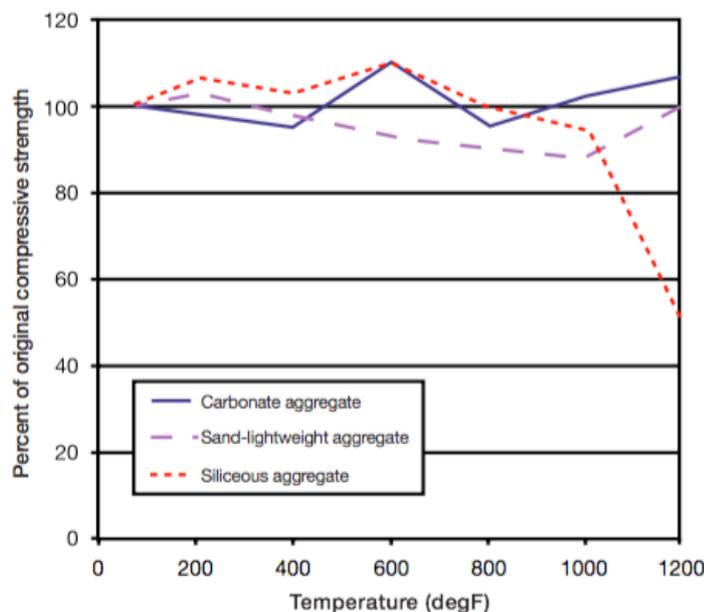
em termos microscópicos⁶, a estrutura do concreto é mais complexa, visto que as duas fases macroscópicas da estrutura estão distribuídas homogêneas, uma em relação à outra, nem são em si mesmas homogêneas. Podem ocorrer situações onde a pasta é extremamente compacta, comparável ao agregado graúdo, e outras onde a pasta é muito porosa, formando uma estrutura com muitos vazios capilares. Em geral, o volume de vazios capilares na pasta decresce com a redução da relação água/aglomerante ou com a idade crescente de hidratação. Porém, concretos feitos com uma mesma quantidade de cimento, mas com diferentes teores de água, podem apresentar estruturas bastante diferentes (MEHTA E MONTEIRO, 1994 apud LIMA, 2005, p. 46).

A mudança das propriedades do concreto devido às altas temperaturas depende do tipo de agregado usado. Agregados utilizados em concreto podem ser classificados em três tipos: carbonato, silicoso e leve. Agregados de carbonato incluem calcário e dolomita. Já os silicosos incluem materiais constituídos por sílica e incluem granito e arenito. Os agregados leves são geralmente fabricados pelo aquecimento de xisto, ardósia ou argila (AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, 2008).

Os agregados podem representar entre 60 e 80% do total de volume do concreto; portanto, a escolha do agregado impacta diretamente na resistência do concreto frente ao fogo. Conforme a temperatura aumenta em uma parede de concreto, a resistência do concreto é diminuída. A figura 4 mostra a relação entre resistência e temperatura para agregados de carbonato, agregados leves e silicosos. Enquanto nos agregados silicosos a resistência do concreto é diminuída pela metade em temperaturas próximas aos 1200°F (650°C), os agregados de carbonato e agregados leves mantêm-se próximos a sua resistência inicial (ASHLEY, 2007).

Figura 4 – Relação entre resistência e temperatura para diferentes tipos de agregados

⁶Termo empregado para a porção aumentada microscopicamente de uma macro-estrutura. Com o auxílio de técnicas de microscopia electrónica de transmissão e varredura é possível analisar a estrutura de materiais até uma fração de micrometro.

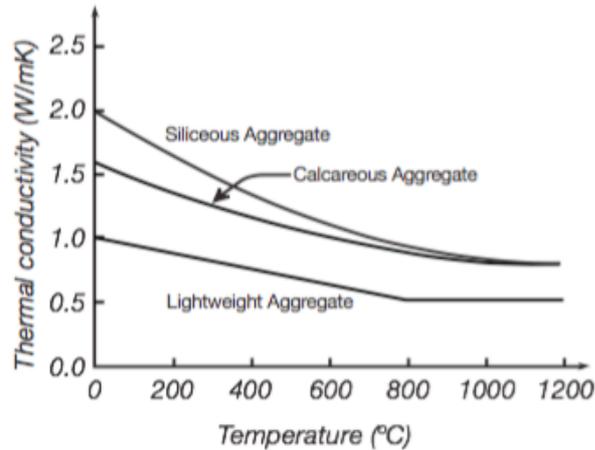


(fonte: ASHLEY, 2007, p. 68)

3.2.1.1 Condutividade térmica

A condução térmica do concreto é dependente da temperatura e varia de acordo com o tipo de agregado. A figura 5 mostra uma comparação da condutividade térmica do concreto com base em agregado tipo 1.6 W/mK para concreto silicioso, 1.3 W/mK para concreto calcário e 0,8 W/mK para concreto leve. Condutividade térmica é descrita em unidades de Watts por metro Kelvin, e é definida como a quantidade de calor, W , transmitido através de uma espessura, m , numa direção normal a uma superfície, devido a um aumento de temperatura, K . Agregados leves tem baixa condutividade térmica devido à alta temperatura no processo de produção, que expande o agregado e provoca vazios no concreto. Simplificando, quanto menor a condutividade térmica, menor será o aumento da temperatura do concreto quando exposto ao fogo. O pequeno aumento de temperatura do concreto fornece excepcional resistência do material durante um incêndio (ASHLEY, 2007).

Figura 5 – Condutividade térmica do concreto baseado no tipo de agregado



(fonte ASHLEY, 2007, p. 70)

3.2.1.2 Calor específico

O calor específico representa a capacidade térmica do concreto e é pouco influenciado pelas características mineralógicas do agregado, mas aumenta bastante com a elevação do teor de umidade do concreto. Ele também aumenta com a elevação da temperatura e com a diminuição da massa específica do concreto. O intervalo de valores comum para concretos normais é entre 840 e 1170 J/kg °C. O calor específico do concreto é determinado por métodos elementares da física (NEVILLE, 2016, p. 394).

Na falta de dados experimentais, pode-se modelar a função do calor específico considerando o valor de pico constante entre 100 °C e 115 °C (EC2, 2004). Esse desvio repentino do calor específico próximo aos 100 °C, conforme demonstrado na figura 6, é devido a evaporação da água livre. A temperatura na microestrutura do concreto não se elevará acima dos 100 °C, enquanto a água livre não for totalmente evaporada. Conforme Purkiss (2007, p. 149), modela-se a função tomando os seguintes critérios:

Para $20^{\circ}\text{C} \leq \theta_c \leq 100^{\circ}\text{C}$,

$$cp(\theta_c) = 900 \quad (\text{equação 1})$$

Para $100^{\circ}\text{C} \leq \theta_c \leq 200^{\circ}\text{C}$,

$$cp(\theta_c) = 900 + (\theta_c - 100) \quad (\text{equação 2})$$

Para $200^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 400^\circ\text{C}$,

$$cp(\theta_c) = 1000 + (\theta_c - 200)/2 \quad (\text{equação 3})$$

Para $400^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 1200^\circ\text{C}$,

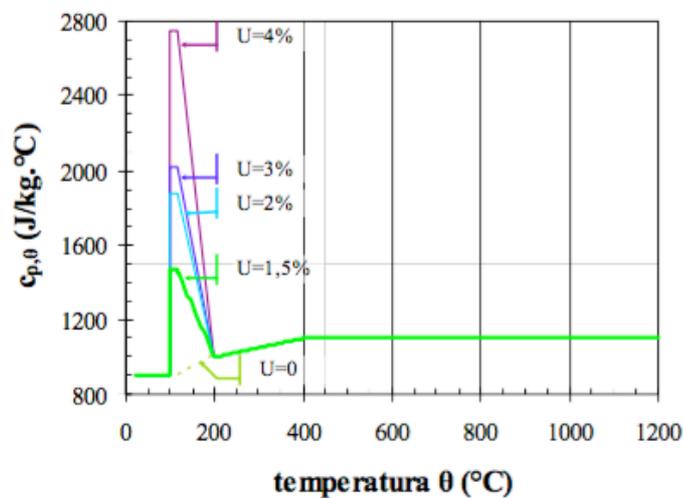
$$cp(\theta_c) = 1100 \quad (\text{equação 4})$$

Sendo:

cp,θ = calor específico por unidade de massa do concreto de densidade normal em função da temperatura θ [J/kg/°C];

cp,pico = valor de pico do calor específico por unidade de massa do concreto, em função da umidade de equilíbrio do concreto e da temperatura θ [J/kg/°C] (tabela 1 e figura 7).

Figura 6 – Calor específico por unidade de massa do concreto usual em função da temperatura



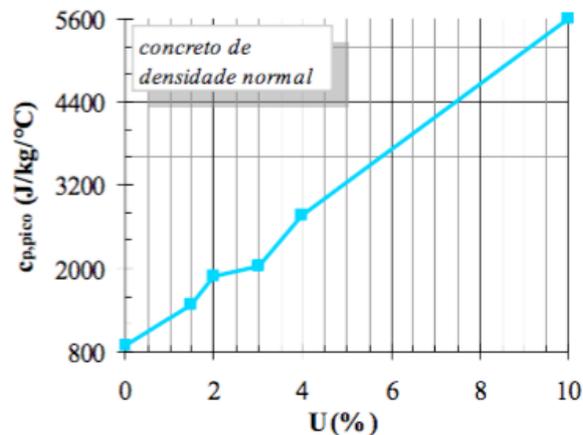
(fonte: EUROCODE, 2004)

Tabela 1 – Valor de pico do calor específico do concreto situado entre 100 e 200°C

$c_{p,pico}$ (J/kg/°C)	U (%) em peso de concreto
900	0
1470	1,5
1875	2
2020	3
2750	4
5600	10

(fonte: COSTA, 2008, p. 149)

Figura 7 – Valor de pico do calor específico do concreto em função do teor de umidade



(fonte: COSTA, 2008, p. 149)

3.2.1.3 Alterações físico-químicas

Dentre as alterações físico-químicas que ocorrem no concreto sob temperaturas elevadas, algumas são reversíveis após o resfriamento, outras são irreversíveis e podem reduzir a capacidade resistente da estrutura após o incêndio (JÚNIOR, 2011, p. 46).

Segundo Khoury⁷ (1992, apud JÚNIOR, 2011), as alterações experimentadas pelo concreto sob temperaturas elevadas são:

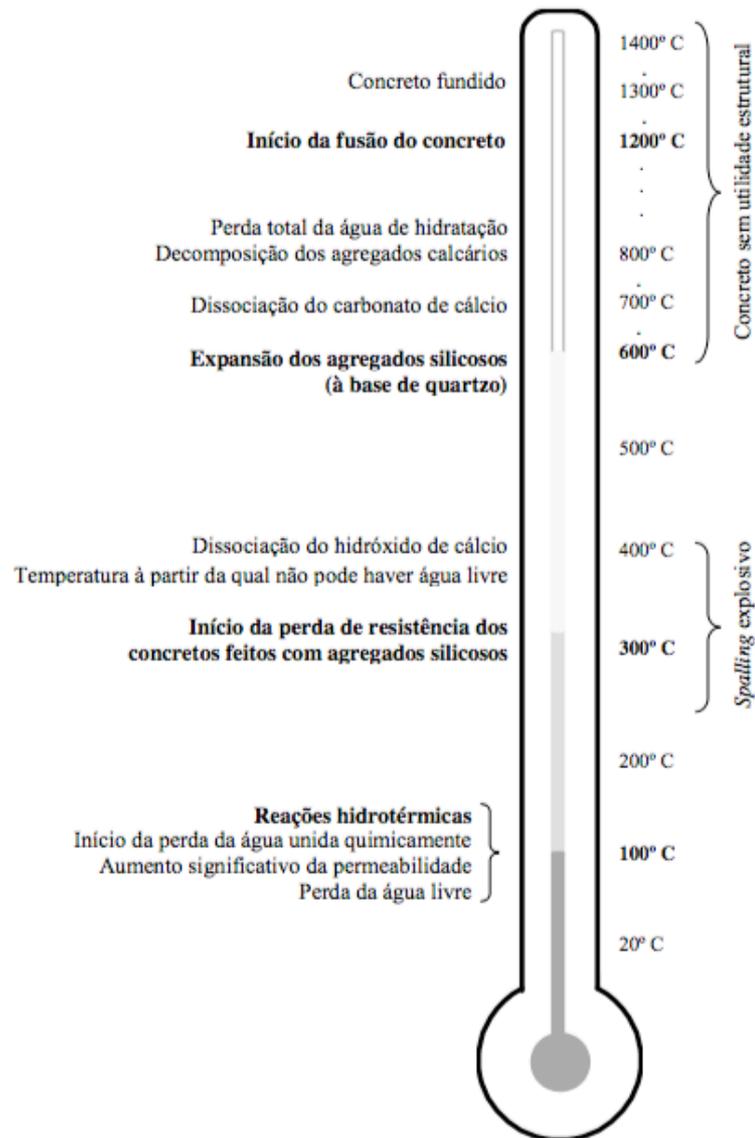
- a) 20°C a 80°C: aumento da hidratação do cimento, perda lenta de água nos capilares e redução das forças de coesão;

⁷KHOURY, G. A. **Compressive strength of concrete at high temperatures: a reassessment.** Magazine of Concrete Research, 44, No. 161, pp. 291-309, Dez. 1992.

- b) 100°C: aumento significativo da permeabilidade;
- c) 80°C a 200°C: aumento da taxa de perda de água capilar e água livre;
- d) 80°C a 850°C: perda da água unida quimicamente;
- e) 150°C: pico do primeiro estágio de decomposição dos hidratos de silicato de cálcio (CSH);
- f) 300°C e acima: aumento significativo da porosidade e microfissuração;
- g) 350°C: ruptura de alguns agregados do tipo seixo de rio;
- h) 374°C: temperatura crítica para a qual não é possível haver água livre;
- i) 400°C a 600°C: dissociação do Ca(OH)_2 em CaO e água;
- j) 573°C: os agregados silicosos (à base de quartzo) expandem;
- k) 700°C e acima: dissociação do CaCO_3 em CaO e CO_2 ;
- l) 720°C: segundo pico da decomposição do CSH;
- m) 800°C: os agregados calcários se decompõem;
- n) 1060°C: início da fusão de alguns constituintes do concreto.

As alterações físico-químicas que ocorrem paracada faixa de temperature são apresentadas na figura 8.

Figura 8 – Representação simplificada das reações físico-químicas em concretos feitos com cimento Portland, durante a fase de aquecimento



(fonte: KHOURY, 2000 apud JÚNIOR, 2011)

3.2.2 Resistência dos elementos de concreto frente ao fogo

O colapso de estruturas de concreto pode ser local, parcial ou global. O colapso local é a falência estrutural de elementos isolados e que não compromete a estabilidade global do edifício. O colapso parcial é a falha de alguns elementos estruturais que comprometem a estabilidade do edifício, levando-a ao colapso. O colapso total ou global é a falha estrutural

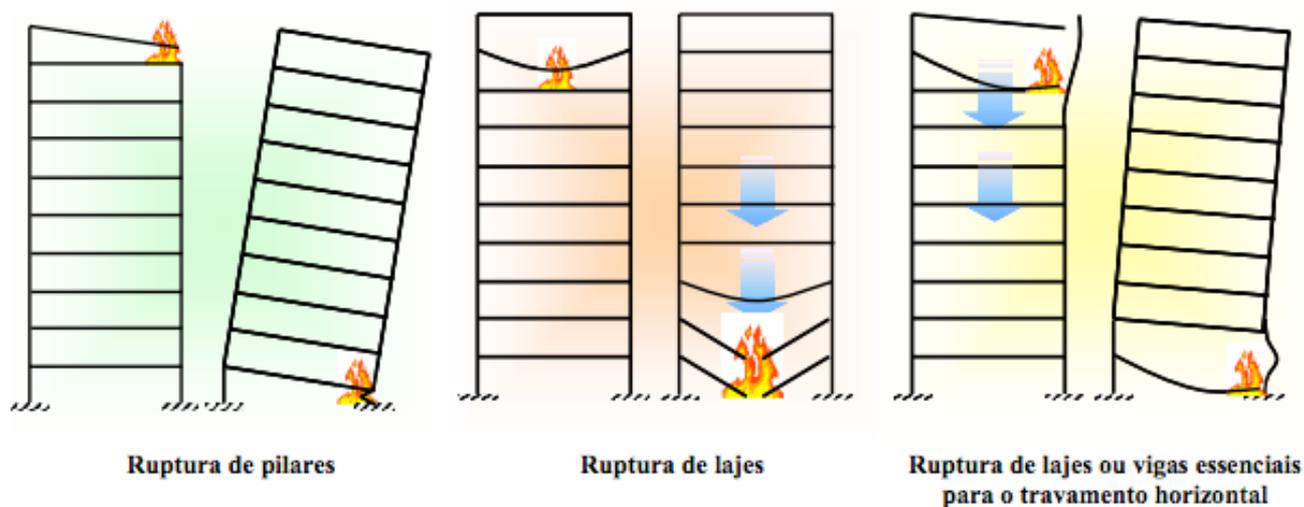
progressiva dos elementos do edifício, caracterizada pelo “efeito cascata”, a partir da origem do colapso inicial (IWANKIW⁸, 2006 apud COSTA, 2008, p. 179).

Em geral, a estrutura dos edifícios são formadas por pórticos, paredes ou caixas estruturais projetados para receber os carregamentos horizontais (ações do vento), e verticais (ação gravitacional do peso próprio da estrutura e de cargas acidentais, etc.) e distribuí-los entre lajes, vigas e pilares. Os pórticos são estruturas lineares planas ou tridimensionais, constituídas por elementos retos ligados entre si, isto é, lajes e vigas são conectadas aos pilares, formando um reticulado entrelaçado em forma de caixa. As paredes estruturais são pilares-parede que podem se estender por toda a largura do edifício, enquanto as caixas estruturais são pilares “alveolares” formados por paredes estruturais envolvendo, usualmente, os poços de elevadores ou escadas (COSTA, 2008, p. 180).

Quando um edifício é submetido a altas temperaturas, os componentes sofrem dilatação térmica e tendem a aumentar, ao tempo que a resistência e o módulo de elasticidade são reduzidos. A ruptura ou o colapso localizado implicam em diferentes riscos à estabilidade global de um edifício, em função do tipo e da localização do elemento rompido. O colapso de um pilar é extremamente perigoso, visto que ele é o elemento mais carregado do edifício. Um pilar situado nos últimos pavimentos oferece menos risco do que um pilar dos primeiros pavimentos, por exemplo, o pilar na cobertura sustenta apenas o carregamento do ático, enquanto no térreo ele sustenta praticamente o prédio inteiro (figura 9). De forma análoga, podemos pensar o mesmo das paredes em alvenaria estrutural, pois o colapso de uma parede do térreo coloca a estrutura do edifício em um risco muito maior do que se essa parede estivesse localizada na cobertura (COSTA, 2008, p. 181).

Figura 9 – Efeitos de colapsos localizados devido a um incêndio, sobre um edifício.

⁸ IWANKIW, N. Segmentation of analysis/design levels for structural fire engineering. In: SiF'06 INTERNATIONAL WORKSHOP STRUCTURES IN FIRE, 4., 2006, Aveiro. **Proceedings...** Aveiro: University of Aveiro/Theoriapoesis praxis, 2006. v. 2, p. 709-720.



(fonte: COSTA, 2008, p. 181)

O colapso de uma viga não é tão perigoso quanto o de um pilar. As vigas sofrem redução de resistência e grandes flechas, mas enquanto as suas extremidades se mantêm fixadas, os efeitos serão localizados ao compartimento de incêndio, sem risco a capacidade global do edifício. Se uma viga perder a capacidade de suporte, as lajes nela apoiadas podem desabar junto com a viga sobre os pavimentos abaixo e ocasionar o colapso progressiva do edifício, resultando num efeito cascata, por sobrecarga estática e dinâmica sobre os elementos estruturais inferiores. Já as lajes, a princípio, não implicam em grandes riscos a estrutura global de um edifício, pois são os elementos estruturais menos carregados e mais dúcteis de um pórtico de um edifício de concreto e, por isso, apresentam uma grande capacidade de deformação. No entanto, seu colapso promove os riscos de propagação de um incêndio para os pavimentos superiores, estendendo o sinistro e os danos estruturais (COSTA, 2008, p. 182-183).

3.2.2.1 Ensaios experimentais dos elementos de concreto

Ensaios experimentais para lajes, vigas e pilares são normatizados e constam na NBR 05628:2001. Alguns aspectos que valem a pena ser abordados tem a ver com a característica da amostra e com a condição de ensaio.

Segundo a NBR 05628 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001), a laje quando não for possível ensaiar em tamanho natural, deve ser apoiada em duas bordas opostas e a parte exposta ao fogo não deve ter menos que 2,5 m de largura por 4 m na direção

do vão. A amostra deve ser exposta ao calor em sua face inferior e a flecha máxima deve ser medida em relação ao plano dos apoios.

Já os pilares, segundo a mesma norma, devem ter a altura mínima da parte exposta no forro de 3 m, quando não for possível ensaiar em tamanho natural. A amostra deve receber calor de modo uniforme em todas as faces expostas. As temperaturas do forno devem ser medidas pelo menos em três pontos de cada face exposta, distanciados entre si de aproximadamente 1 m.

Para as vigas, aquelas que possam ficar com três faces expostas ao fogo, devem ser protegidas na face superior por uma laje de concreto de espessura não inferior a 70 mm que não deve contribuir significativamente para a resistência mecânica ou para a rigidez da viga. Quando não for possível utilizar a amostra em tamanho natural, ela deve ter comprimento da parte exposta ao calor inferior a 4 metros. Assim como nas lajes, deve ser medida a flecha da amostra (NBR 05628, 2001).

3.2.3 Resistência das paredes de alvenaria frente ao fogo

Para que possam exercer a função de compartimentação horizontal em situação de incêndio, as paredes de alvenaria dependem de sua resistência ao fogo. Em termos simplificados, a resistência ao fogo pode ser definida como a propriedade que um elemento construtivo ou uma combinação destes possui de se opor ao avanço do fogo ou de proteger dele (BUCHANAN, 2002).

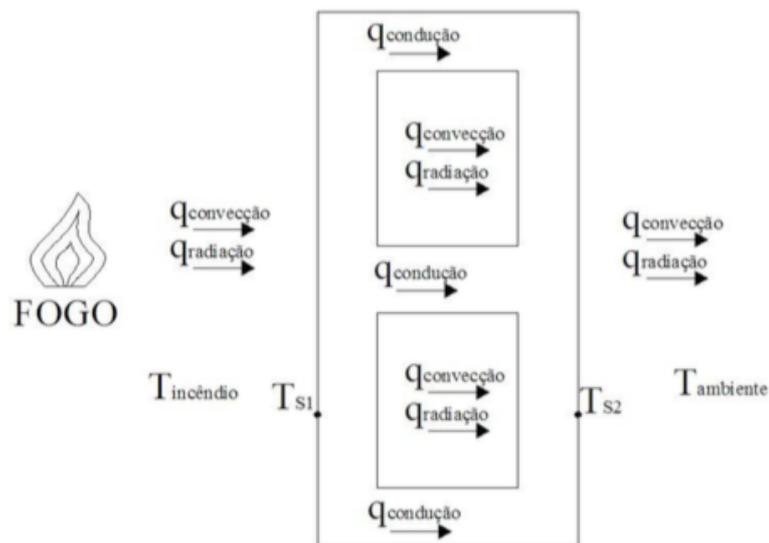
A resistência das paredes de alvenaria de blocos de concreto é bem determinada e tem sido definida através de pesquisas por ser dependente do tipo de agregado empregado na sua manufatura e de suas espessuras sólidas equivalentes. Durante um teste padrão de resistência ao fogo, a resistência das paredes de blocos de concreto (classificação de resistência ao fogo) é determinada pelo aumento de temperatura no lado não atingido pelo fogo. Poucas paredes de alvenaria de concreto falharam durante o teste devido às cargas ou resfriamento repentino (NATIONAL CONCRETE MASONRY ASSOCIATION, 1984).

Segundo Purkiss (2007, p. 86), a variável mais significativa caracterizando a performance da alvenaria frente às altas temperaturas é a densidade em vez do tipo de bloco, pois a densidade é uma medida da porosidade do bloco. Um concreto ‘denso’ típico tem a densidade de

aproximadamente 2300 kg/m^3 . Existem muitos concretos leves que utilizam agregados porosos ou introduzem ar para reduzir a densidade pela metade ou dois terços deste valor. Quando aquecido em até 100°C , a densidade da maioria dos concretos será reduzida em até 100 kg/m^3 devido a evaporação da água, que tem um menor efeito na resposta térmica. Exceto por alterações de umidade, a densidade do concreto não se altera muito em elevadas temperaturas, a não ser pelo agregado calcário que se decompõe acima dos 800°C com um decréscimo de densidade correspondente (BUCHANAN, 2002, p. 235).

Em situação de incêndio, a transmissão de calor através da parede de alvenaria estrutural pode ocorrer pelos processos de condução, convecção e radiação, de acordo com a camada da parede atravessada, sendo um fenômeno transiente, devido a variação das condições de contorno e do campo de temperatura no interior do material ao longo do tempo (ROSEMANN, 2011). Essa transmissão pode ser exemplificada conforme figura 10

Figura 10 – Esquema de transferência de calor de uma parede submetida a um incêndio



(fonte: ROSEMANN, 2011, p. 17)

No início do fogo, a temperatura dos gases no interior do compartimento submetido ao incêndio irá aumentar, apresentando uma temperatura $T_{\infty 1}$, superior à temperatura da superfície da parede exposta à ação do fogo T_{S1} , ocorrendo a transferência de calor por convecção e radiação do ar aquecido no interior do compartimento para a face da parede

(NGUYEN⁹ et al, 2009 apud ROSEMAN, 2011, p. 16). Com a elevação da temperatura da superfície da face exposta ao fogo T_{S1} , haverá uma diferença entre esta e a temperatura da superfície não exposta ao fogo T_{S2} , que se traduzirá na troca de calor entre as duas superfícies, através dos blocos e demais materiais constituintes da parede.

Entretanto, como o bloco estrutural não é maciço, devido à presença de vazados em seu interior, a transferência de calor ocorre de maneiras distintas ao longo dos diferentes materiais da alvenaria. Nas partes maciças dos blocos, a transferência de calor ocorrerá através do mecanismo de condução e, nos vazios, ocorrerá transferência por convecção e por radiação (AL-HADHRAMI; AHMAD¹⁰, 2008 apud ROSEMAN, 2011, p. 17).

3.3 DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS DE CONCRETO EXPOSTOS AO FOGO

A segurança contra incêndio das estruturas de concreto baseia-se na NBR 15200:2012, cujos fundamentos constam no Eurocode 2. O concreto geralmente obtém sua segurança por meio de proteção anti-térmica baseando-se na autoproteção, onde o elemento estrutural isolado, sem revestimento contra fogo, é dimensionado para resistir às altas temperaturas de um incêndio. A segurança estará verificada se os esforços resistentes forem maiores ou iguais aos esforços solicitantes correspondentes. Sendo assim, o dimensionamento é composto pela *análise térmica* e pelo *dimensionamento propriamente dito*. Alternativas simplificadas, analíticas ou tabulares, são normalmente apresentadas em normas. A facilidade de sua aplicação, no entanto, pode ser prejudicada pelos custos por vezes pouco econômicos (SILVA et al., 2010, p. 151).

3.3.1 Método tabular

⁹NGUYEN, T. et al. The behavior of masonry walls subjected to fire: Modeling and parametrical studies in the case of hollow burnt-clay bricks. **Fire Safety Journal**, v. 44, n. 4, p. 629-641, 2009.

¹⁰AL-HADHRAMI, L. M.; AHMAD, A. Assessment of thermal performance of different types of masonry bricks used in Saudi Arabia. **Applied Thermal Engineering**, v. 29, p. 1123-1130, 2009.

O método tabular é o método mais conhecido e geralmente aplicado, encontrados em normas de diversos países, tais como o Eurocode 2 e CEB (Euro-International Committee for Concrete). Nesse método, admite-se que a estagnação é verificada:

$$S_{d,fi} \leq R_{d,fi} \quad (\text{inequação 1})$$

Sendo:

$S_{d,fi}$ = valor de cálculo do esforço atuante, reduzido em relação àquele normalmente utilizado à temperatura ambiente, pois é determinado a partir da combinação última excepcional das ações (NBR 8681:2003)

$R_{d,fi}$ = valor de cálculo dos esforços resistentes, reduzido em função do aumento de temperatura.

Verificando-se a equação, basta então somente atender às dimensões mínimas apresentadas nas tabelas da seção 7.2 da NBR 15200:2004. As dimensões são em função do tipo de elemento estrutural e do TRRF. Essas dimensões mínimas são normalmente: a espessura das lajes, a largura das vigas, as dimensões das seções transversais de pilares e tirantes e a distância entre o eixo da armadura longitudinal e a face do concreto exposta ao fogo (SILVA et al., 2010, p. 151).

3.3.2 Método simplificado de cálculo

Segundo a NBR 15200 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2004), o método simplificado baseia-se nas seguintes hipóteses:

- a) as solicitações de cálculo em situação de incêndio ($S_{d,fi}$) podem ser calculadas admitindo-as iguais a 70% das solicitações de cálculo em situação normal, qualquer que seja a combinação de ações considerada, ou seja, pode-se fazer: $S_{d,fi} = 0,70 S_d$. Essa equação despreza qualquer solicitação gerada pelas deformações impostas em situação de incêndio.
- b) o esforço resistente de cálculo em situação de incêndio de cada elemento pode ser calculado com base na distribuição de temperatura obtida por meio de análise térmica de sua seção transversal, considerando exposição ao fogo conforme o TRRF. As resistências de aço e concreto devem ser reduzidas por meio de redutores fornecidos na NBR 15200:2004. Os coeficientes de ponderação a aplicar nesse caso são os correspondentes às combinações excepcionais, isto é, 1,2 para o concreto e 1,0 para o aço.

É importante ressaltar que esse método não garante a função corta-fogo. Caso a função corta-fogo seja necessária, suas dimensões devem respeitar o mínimo estabelecido no método tabular.

3.3.3 Métodos gerais de cálculo

Os métodos gerais de cálculo devem considerar ao menos:

- a) combinação excepcional de ações composta rigorosamente com base na NBR 8681:2003;
- b) os esforços solicitantes de cálculo acrescidos dos efeitos do aquecimento, desde que calculados por modelos não lineares capazes de considerar as profundas redistribuições de esforços que ocorrerem;
- c) os esforços resistentes devem ser calculados considerando as distribuições de temperatura conforme o TRRF.

3.3.4 Método experimental

Em casos especiais, pode-se considerar a resistência ao fogo superior à calculada com base na norma, desde que justificada por ensaios, conforme NBR 5628:2001.

O dimensionamento por meio de resultados de ensaios pode ser feito, quer sejam os ensaios realizados em laboratório nacional ou laboratório estrangeiro, de acordo com norma brasileira específica ou de acordo com norma ou especificação estrangeira, respeitando os critérios de similitude aplicáveis ao caso.

3.4 MÉTODOS DE DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO FOGO

Quase todos os países tem códigos de construção que classificam a resistência ao fogo para elementos construtivos. A classificação de resistência ao fogo é normalmente especificada em horas ou minutos. Os testes de resistência ao fogo não pretendem simular incêndios reais. Seu propósito é permitir um método padrão de comparação de resistência ao fogo entre diferentes tipos de estruturas (BUCHANAN, 2002, p. 108).

Graças ao avanço da tecnologia, atualmente também é possível simular incêndios reais através de *softwares* computacionais. Assim como existem diferentes métodos experimentais, há um

apanhado de *softwares* para simular eventos reais de incêndio. Cabe ao pesquisador entender qual *software* é mais adequado para o seu propósito de estudo.

3.4.1 Teste de alvenaria de concreto frente ao fogo

Um típico forno para realizar testes consiste de uma grande caixa de aço revestida com tijolos refratários ou uma manta de fibra cerâmica. O forno terá um número de queimadores, na maioria das vezes abastecido por gás ou às vezes por óleo. Deve haver uma chaminé de exaustão, alguns termopares para medir as temperaturas do gás e geralmente uma pequena janela de observação (BUCHANAN, 2002, p. 109).

De acordo com a NBR 05628 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001), quando a parede estrutural não puder ter as dimensões reais da parede, ela deve ter 2,5 m de largura e 2,5 m de altura, mantendo-se a espessura real. As amostras dos componentes, que nas condições de uso podem ser expostas ao fogo em qualquer das suas faces, devem ser ensaiadas na situação que propicie menor resistência. No caso de dúvida, a resistência deve ser determinada nos dois sentidos. As temperaturas do forno devem ser medidas por meio de termopares dispostos, no mínimo, um para cada 1,5 m² de área da superfície exposta na amostra.

Segundo a NBR 05628 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001), o programa térmico a ser adotado no ensaio é definido pela curva padrão “temperatura-tempo” ISO 834-1 (figura 11), cuja expressão matemática é a seguinte:

$$T - T_0 = 345 \log_{10} (8 t + 1) \quad (\text{equação 5})$$

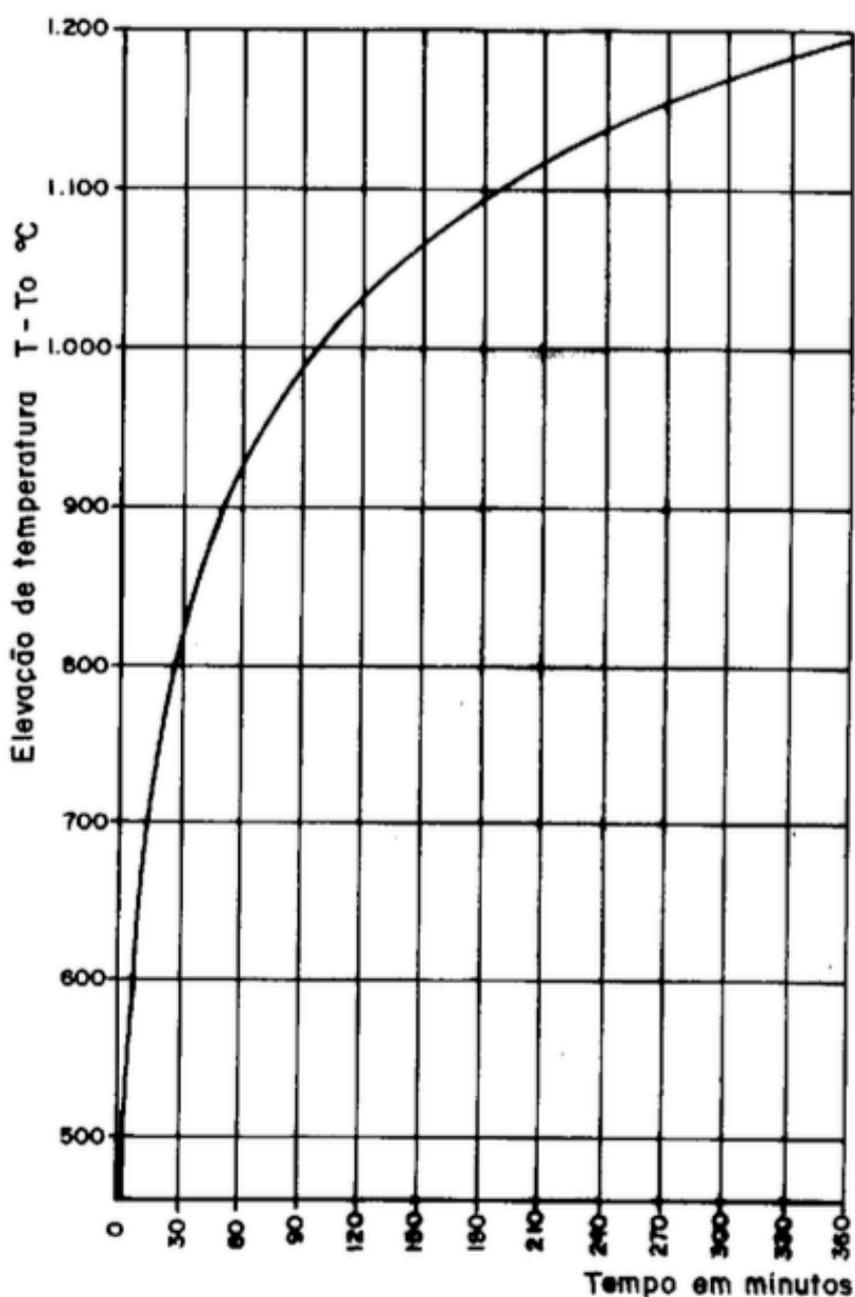
Sendo:

t = tempo em minutos a contar do início do ensaio;

T = temperatura do forno em °C no instante “t”;

T₀ = temperatura inicial do forno em °C, onde 10°C ≤ T₀ ≤ 40°C.

Figura 11 – Curva padrão temperatura-tempo



(fonte: NBR 05628:2001)

Assim como no concreto armado, a resistência das alvenarias de concreto é resultado da escolha do tipo de agregado e da espessura do bloco. O desempenho de resistência de uma a quatro horas é governado por requisitos de códigos para espessura real ou equivalente, computada na porcentagem de área vazia. Blocos com menos de 25% de área vazia são considerados sólidos e mais de 25%, são ocos. Ao aumentar a espessura ou preenchendo os furos dos blocos, é aumentado o tempo de resistência ao fogo (RIGÃO, 2012, p. 76).

A *Standard BuildingCode* lista para cada tipo de agregado a espessura equivalente mínima necessária do bloco para satisfazer os tempos de resistência ao fogo.

Quadro 02 – Espessura mínima equivalente para paredes de alvenaria com blocos de concreto para resistência de 30 a 135 minutos

Tipo de agregado	Período de resistência ao fogo (min.)							
	30	45	60	75	90	105	120	135
Pedra pomes ou escória expandida	3,81	4,83	5,33	6,35	6,86	7,62	8,13	8,64
Xisto expandido, argila ou ardósia	4,57	5,59	6,60	7,37	8,38	8,64	9,14	9,65
Calcário, cinzas ou escória não expandida	4,83	5,84	6,86	7,87	8,64	9,40	10,16	10,92
Cascalhos calcáreos	5,08	6,10	7,11	8,13	9,14	9,91	10,67	11,43
Cascalhos silicosos	5,33	6,60	7,62	8,89	9,91	10,67	11,43	12,19
As espessuras dos blocos estão expressas em centímetros								

(fonte: STANDARD BUILDING CODE 1991, apud RIGÃO, 2012)

Quadro 03 – Espessura mínima equivalente para paredes de alvenaria com blocos de concreto para resistência de 150 a 240 minutos

Tipo de agregado	Período de resistência ao fogo (min.)						
	150	165	180	195	210	225	240
Pedra pomes ou escória expandida	9,14	9,65	10,16	10,67	11,18	11,43	11,94
Xisto expandido, argila ou ardósia	10,16	10,67	11,18	11,68	12,19	12,45	12,95
Calcário, cinzas ou escória não expandida	11,43	12,19	12,70	13,21	13,97	14,48	14,99
Cascalhos calcáreos	12,19	12,70	13,46	13,97	14,73	15,24	15,75
Cascalhos silicosos	12,95	13,72	14,48	15,24	15,75	16,51	17,02
As espessuras dos blocos estão expressas em centímetros							

(fonte: STANDARD BUILDING CODE 1991, apud RIGÃO, 2012)

É importante ressaltar que caso a alvenaria esteja carregada, seu desempenho é diretamente afetado. Ou seja, paredes carregadas submetidas ao ensaio de resistência ao fogo possuem um período de resistência inferior quando comparadas às paredes descarregadas.

3.4.2 Ferramentas computacionais para simulação de incêndio

Desde a combustão até a evacuação de pessoas, os modelos numéricos de incêndio são capazes de simular diferentes eventos que ocorrem durante o sinistro. Através dos softwares é possível simular qual a consequência das chamas, do calor e da fumaça em determinados locais da edificação, podendo até mesmo determinar eventuais colapsos de estruturas. Os modelos podem ser divididos em modelos experimentais e modelos matemáticos: os modelos experimentais são aqueles que operam no espaço físico, já os matemáticos são caracterizados por um conjunto de equações que descrevem o evento relacionado com o incêndio (RUSCHEL, 2011, p. 47).

Embora todo embasamento físico e matemático das leis de conservação que governam a transferência de calor, dinâmica de fluidos e combustão já seja conhecido há muito tempo, foi apenas recentemente que a modelagem numérica de incêndio começou a ser possível. Surgiu então uma nova realidade na área de investigação de incêndio, tornando possível simular situações que poderiam realmente ter acontecido, em comparação com as evidências físicas encontradas no incêndio real (BRAGA¹¹, 2008 apud RUSCHEL, 2011, p. 48).

Um dos *softwares* mais conhecidos para simular incêndios é o *Fire Dynamics Simulator* (FDS), desenvolvido pelo *National Institute of Standards and Technology* (NIST). O programa resolve uma forma de equações de Navier-Stokes apropriado para baixa velocidade, termicamente conduzido com um fluxo que dá ênfase no transporte de calor e fumaça. O *Smokeview* é o programa do NIST que permite visualizar em três dimensões os resultados obtidos pelos cálculos do FDS. O Pyrosim, desenvolvido pela *Thunderhead Engineering*,

¹¹BRAGA, G.C.B. e LANDIM, H.R.O. Investigação de Incêndio, em A Segurança contra incêndio no Brasil / coordenação de Alexandre Itiu Seito, .et al., São Paulo: Projeto Editora. 2008. Páginas 333-345.

facilita a entrada de dados no FDS e a importação de arquivos de CAD (MCGRATTAN¹² et al., 2009 apud MAZZONI, 2010).

Outro *software* disponível é o Mecway FEA. Ao contrário do FDS que é gratuito, o Mecway FEA é um software pago (para modelos com mais de 1000 nós) e custa 100 dólares para fins educacionais. Ele é um pacote de análise de elementos finitos com foco na simulação mecânica e térmica, tais como análise de tensões, vibração e fluxo de calor. O método dos elementos finitos consiste em uma abordagem numérica utilizada para resolver, de forma aproximada, as equações diferenciais que surgem em diversos campos da engenharia, como termodinâmica, mecânica estrutural, mecânica dos fluidos e eletromagnetismo, através da discretização espacial do corpo em pequenos elementos (BELYTSCHKO¹³, 2007 apud ROSEMANN, 2011).

Por outro lado, o DIANA é um software de Análise de Elementos Finitos que foi desenvolvido e distribuído pela DIANA FEA BV.. O software é predominantemente utilizado por consultores de engenharia, instituições de pesquisa e também amplamente utilizado por muitas instituições educacionais altamente respeitadas nas áreas da engenharia civil, geotécnica, petróleo e gás, entre outros. O software permite a análise de estruturas de grande porte e complexidade. Possui uma grande variedade de modelos de materiais, bibliotecas e procedimentos de análise de elementos que proporcionam um elevado grau de flexibilidade para diversos tipos de problema: análise sísmica, análise de fogo e endurecimento de concreto.

¹²MCGRATTAN, K.; HOSTIKKA, S.; FLOYD, J. Fire Dynamics Simulator: user's guide. Washington: NIST, 2009. Programa de simulação de incêndios. Disponível em: <http://fds-smv.googlecode.com/svn/trunk/FDS/trunk/Manuals/All_PDF_Files/FDS_5_User_Guide.pdf>. Acesso em: 19 nov. 2009.

¹³FISH, J.; BELYTSCHKO, T. A first course in finite elements. West Sussex: Wiley, 2007. 336 p.

4 MODELAGEM COMPUTACIONAL

4.1 INTRODUÇÃO

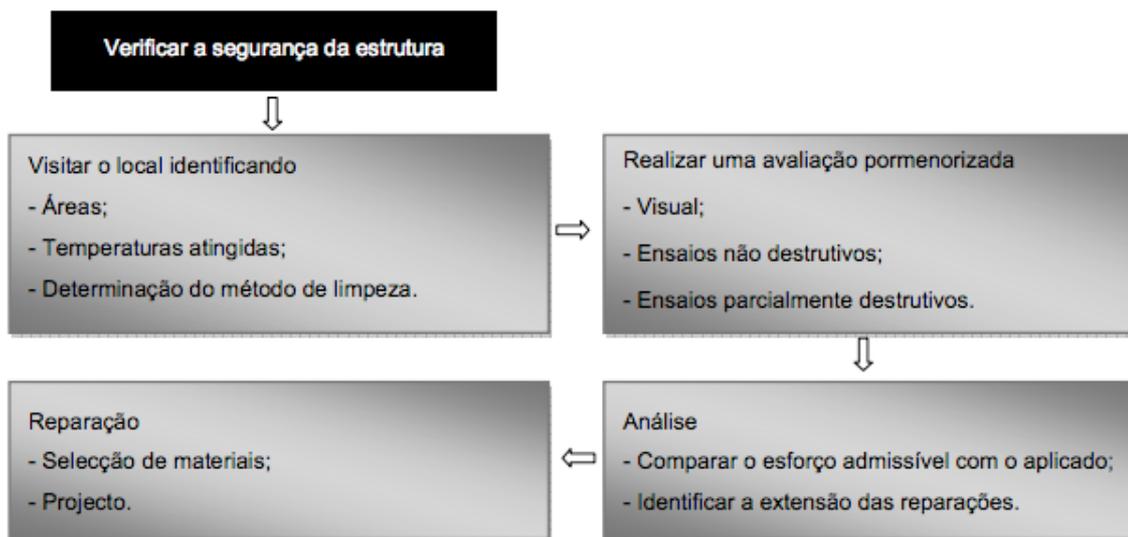
Edifícios residenciais compostos por apartamentos pequenos, destinados a população de baixa renda, constituem um tipo bastante comum de construção em alvenaria estrutural. O risco de vida em um prédio de alvenaria estrutural, em caso de incêndio, é relativamente alto, pois a desocupação pode apresentar dificuldades dependendo do local do incêndio e onde as vítimas estão situadas. O interesse pela pesquisa desse tipo de edificação deve-se a elevada quantidade de pessoas que habitam esses apartamentos, visando a preservação de suas vidas.

A segurança das pessoas é prioridade quando tratamos de incêndio. Em segundo plano, no entanto, encontra-se a preservação da estrutura. Após avaliar-se o grau de intensidade do incêndio e os danos provocados na edificação, deve-se optar por condenar ou recuperar a estrutura. Mas afinal, como decidir?

Na maioria das vezes, o serviço de recuperação é mais complicado do que uma nova construção. O material de recuperação deve ser compatível com o material deteriorado existente. Em algumas ocasiões, a edificação em tratamento pode estar até mesmo funcionando, retardando e dificultando o andamento da obra. A preocupação principal após o incêndio é se a sua estabilidade está preservada, ou seja, o nível de resistência residual. Sabemos que a temperatura interna depende da duração do incêndio, portanto deve-se obter informações a respeito de quando iniciou-se a ignição e quando houve a extinção do fogo em cada um dos locais em que ele ocorreu, pois o seu combate nem sempre é simultâneo para toda a estrutura. Sendo assim, as informações iniciais ao se fazer essa análise são o tempo de duração do incêndio a que ficou submetida cada uma das partes da estrutura e se havia revestimento (argamassa, forro ou outro tipo de acabamento) protegendo a estrutura.

A figura 12 resume todas as ações que o processo de reparação deve envolver.

Figura 12 – Fases do processo de reparação



(fonte: COELHO et al., 2010, p. 4)

A verificação de estruturas de concreto em situação de incêndio tem como principal base de avaliação o Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF). O TRRF é um ótimo parâmetro para se estabelecer a resistência ao fogo em minutos de um elemento estrutural. No entanto, para determinar esse tempo e grau de resistência, deve-se realizar ensaios normatizados de acordo com a NBR 5628. Esses ensaios devem ser realizados, a princípio, nas condições de uso que o elemento supostamente está disposto.

O Brasil carece de laboratórios com tecnologia suficiente para realizar ensaios de resistência ao fogo. No Rio Grande do Sul, por exemplo, só existe um laboratório capaz de verificar o desempenho ao fogo de sistemas verticais de paredes em escala real, com ou sem função estrutural, quando expostos a evolução de temperatura da curva da *International Organization for Standardization* ISO 834-1 (1999).. O forno possui dois termopares internos para a regulação da temperatura de acordo com a curva padrão, cinco termopares internos para controle da temperatura da face da amostra exposta ao fogo, nove termopares externos para controle da temperatura da face da amostra não exposta ao fogo, transdutores de pressão, dumper de abertura e fechamento da chaminé para controle da pressão interna e quatro flamejadores laterais. Será que não existe uma alternativa mais prática e viável para se obter resultados semelhantes?

O custo de um ensaio do gênero é muito alto e, na maioria das vezes, impraticável para a maioria das pessoas que o necessitam. Uma alternativa consiste no emprego de *softwares* que

utilizam, por exemplo, o método dos elementos finitos para obter essas informações. As simulações por modelagem computacional são muito práticas e relativamente baratas, além de permitirem analisar estruturas maiores como pórticos ou até mesmo edifícios inteiros.

4.2 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

O método dos elementos finitos consiste basicamente na representação de um problema físico real como um problema matemático, solucionando-o em um conjunto de pontos que definem os elementos finitos. A teoria de análise estrutural permite estabelecer a conexão entre os diferentes elementos levando em consideração as noções de compatibilidade de deformações. Esse processo resulta em uma série de equações algébricas simultâneas. Muitos problemas da engenharia podem ser expressados através de equações diferenciais e condições de contorno. Com o auxílio de um computador, é possível resolver todas essas equações e obter resultados aproximados. O método consegue equacionar e resolver problemas de geometrias muito complexas em diversos campos da engenharia, como: mecânica dos sólidos, fluidos, dinâmicas, problemas eletroestáticos e de calor. Também é capaz de resolver problemas com cargas complexas, como pressões, cargas térmicas e forças de inércia.

O termo *elemento finito* foi cunhado pelo engenheiro Ray Clough em 1960. No início da década de 60, engenheiros utilizaram o método para aproximar soluções de problemas de análise de tensões, fluxo de fluidos, transferência de calor e outras áreas. A maioria dos *softwares* comerciais de métodos dos elementos finitos originaram-se na década de 70 (Abaqus, Adina, Ansys, etc.). O *software* Mecway FEA, no entanto, surgiu apenas em 2013 e apresenta uma proposta diferente em relação aos outros por apresentar uma interface mais simples e intuitiva.

4.3 SIMULAÇÕES E RESULTADOS

As simulações realizadas neste trabalho visam facilitar a análise dos efeitos de um incêndio em uma parede de alvenaria estrutural. Para tanto, são realizadas simulações térmicas e mecânicas em uma miniparede constituída por blocos de concreto e dimensões 14x80x90cm. No contexto deste trabalho, considera-se um modelo 2D para análise de transiente térmico e estático e um modelo 3D com propriedades mecânicas modificadas para análise de transiente

térmico e estático. Posteriormente, são idealizados alguns pórticos de dois pavimentos em diferentes cenários de incêndio. Definido o perfil de fluxo de calor entre face aquecida e face não exposta, analisam-se as tensões e deformações de uma parede para avaliar sua influencia no comportamento global do pórtico.

4.3.1 Materiais

Os componentes de alvenaria envolvem um grande número de fatores: geométrico e mecânico principalmente, que precisam ser considerados para uma análise completa. Em geral, valida-se primeiro um modelo de análise com valores genéricos e em uma segunda etapa, refina-se o mesmo com uma análise paramétrica dos fatores. Neste trabalho, optou-se por trabalhar com um bloco de concreto sólido de dimensões nominais 15x20x30cm para os modelos da miniparede e blocos vazados de dimensões nominais 20x20x30cm para os pórticos. As propriedades elásticas e térmicas consideradas para os blocos foram extraídas da literatura técnica e estão resumidas na tabela 2 e 3. É importante ressaltar que várias dessas propriedades dependem da temperatura e do tempo de aquecimento, portanto, sofrem alterações durante a simulação térmica posteriormente consideradas, mostrando a necessidade de uma análise transiente para levar em consideração estes fatores

Tabela 2 - Propriedades dos materiais das miniparedes

Características	Blocos
Módulo de Young E (MPa)	21000
Coefficiente de Poisson ν	.19
Densidade ρ ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	2300
Coefficiente de dilatação térmica α ($^{\circ}\text{K}^{-1}$)	5×10^{-6}
Coefficiente de troca superficial h_c ($\text{W} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{K}^{-1}$)	25

(fonte: elaborado pelo autor.)

Tabela 3 - Propriedades dos materiais dos pórticos

Características	Blocos	Argamassa
Módulo de Young E (MPa)	12000	8000
Coeficiente de Poisson ν	.22	.18
Densidade ρ ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	1800	1600
Condutividade térmica λ ($\text{W} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$)	1,5	1,15
Coeficiente de troca superficial h_c ($\text{W} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{K}^{-1}$)	10	10
Capacidade térmica C_p ($\text{J} \cdot \text{kg}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$)	800	1000
Coeficiente de dilatação térmica α ($^{\circ}\text{K}^{-1}$)	5×10^{-5}	1×10^{-5}

(fonte: elaborado pelo autor.)

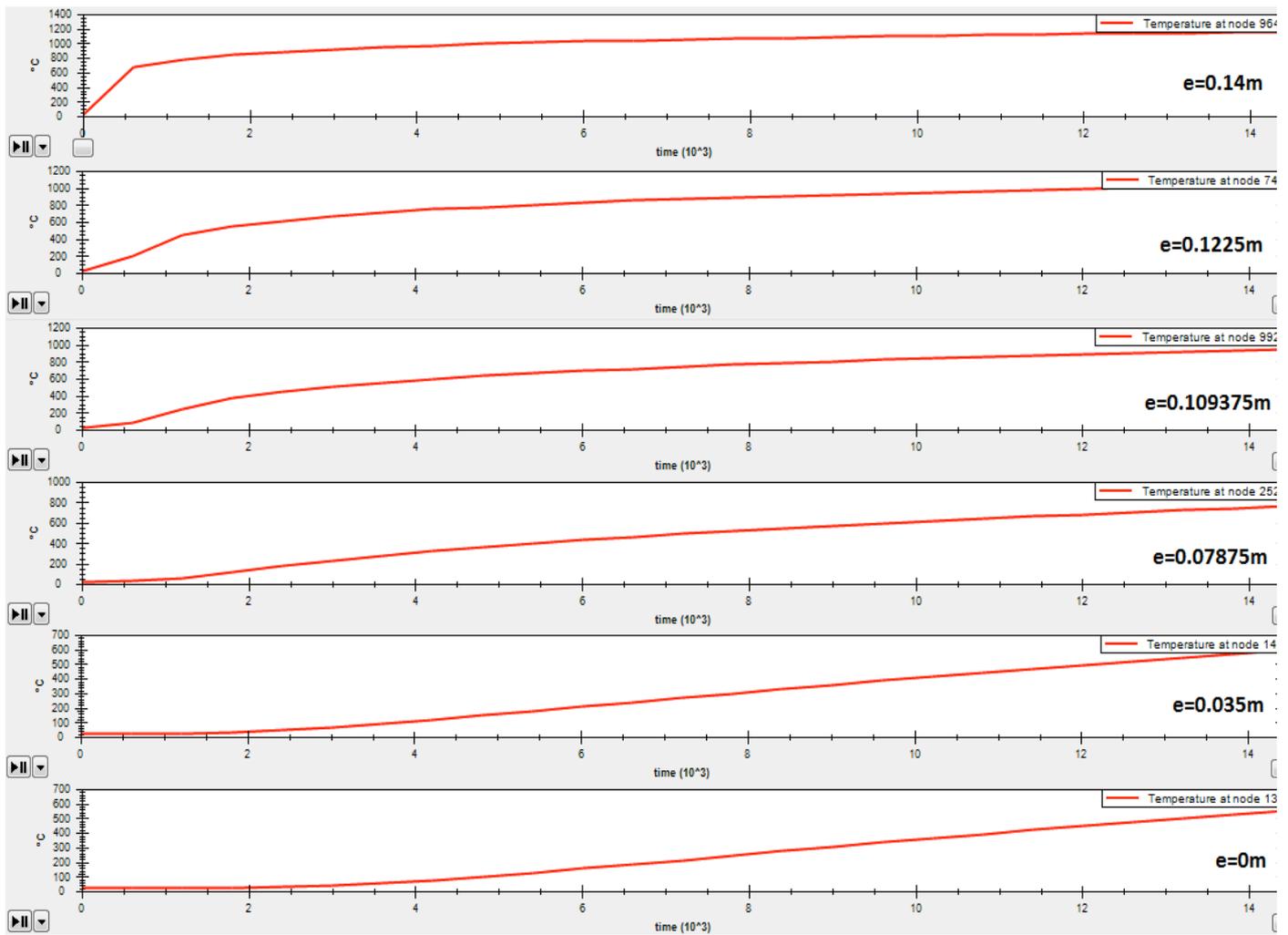
4.3.2 Análise do Modelo 2D

A análise de transiente térmico tem como objetivo obter o perfil de temperaturas na seção transversal da miniparede. Para obter um perfil de temperaturas mais realista, seguiu-se a recomendação da ABNT (NBR 14432:2000) que adota como curva-temperatura padrão, a curva da *International Organization for Standardization* ISO 834-1 (1999) que já foi descrita anteriormente através da equação 5.

Definiu-se como temperatura inicial 23°C e aplicou-se a curva-temperatura padrão nos nós da face exposta da miniparede. A quantidade de passos de tempo definida é 24 sendo o passo de tempo considerado de 10 minutos. A face exposta ao incêndio é naturalmente a mais aquecida, atingindo temperaturas acima de 1000°C . As altas temperaturas na face exposta da miniparede, afetam as propriedades do material provocando uma redução da espessura efetiva, que posteriormente podem levar ao colapso estrutural. No modelo 2D, a face exposta ao incêndio está localizada no lado direito da seção transversal, como podemos observar na figura 14.

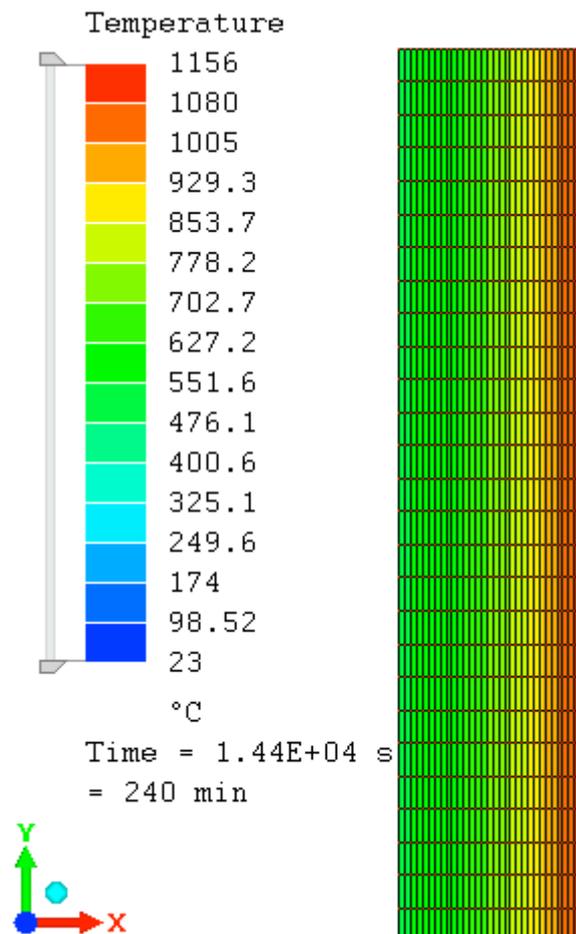
A simulação por convecção fornece para cada um dos nós da malha, a curva de temperatura-tempo. Através dela é possível observar o aumento da temperatura em diferentes pontos da seção transversal da parede para cada passo de tempo, conforme consta na figura 13.

Figura 13 – Aumento da temperatura para diferentes espessuras



(fonte: elaborado pelo autor.)

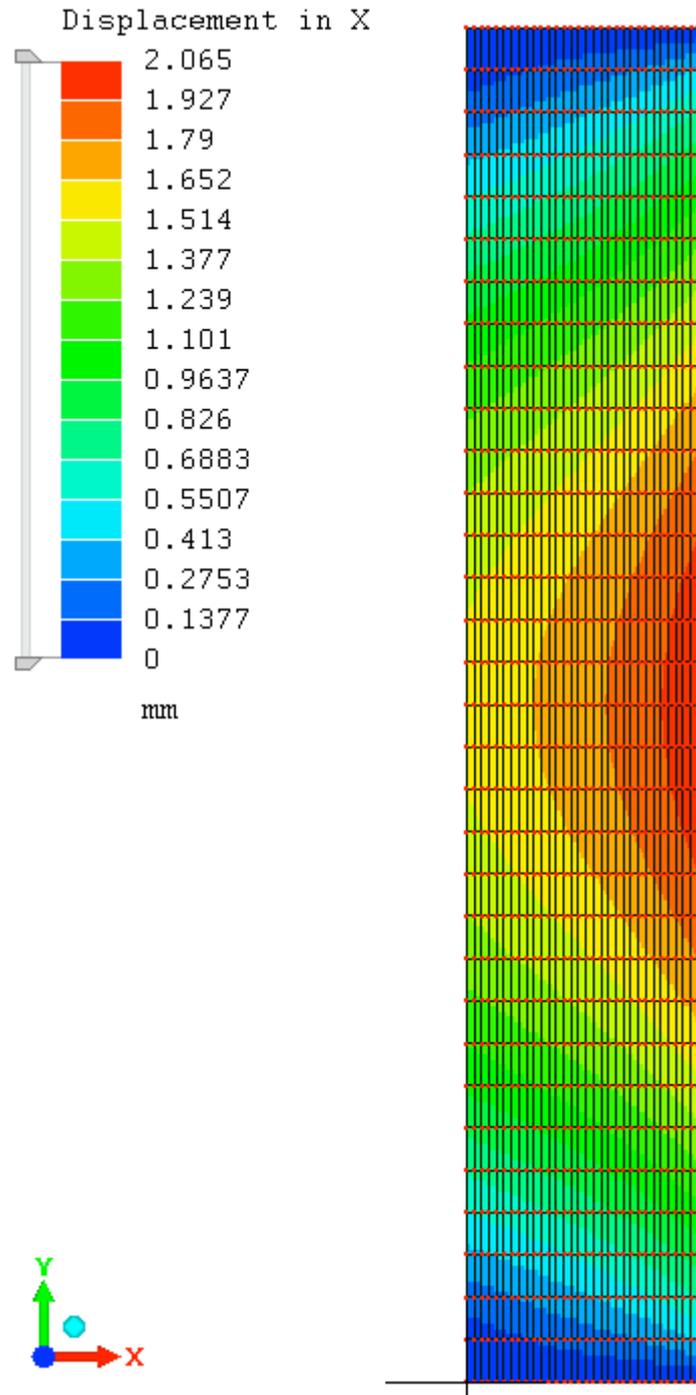
Figura 14 – Seção transversal do modelo 2D em t=240min



(fonte: elaborado pelo autor.)

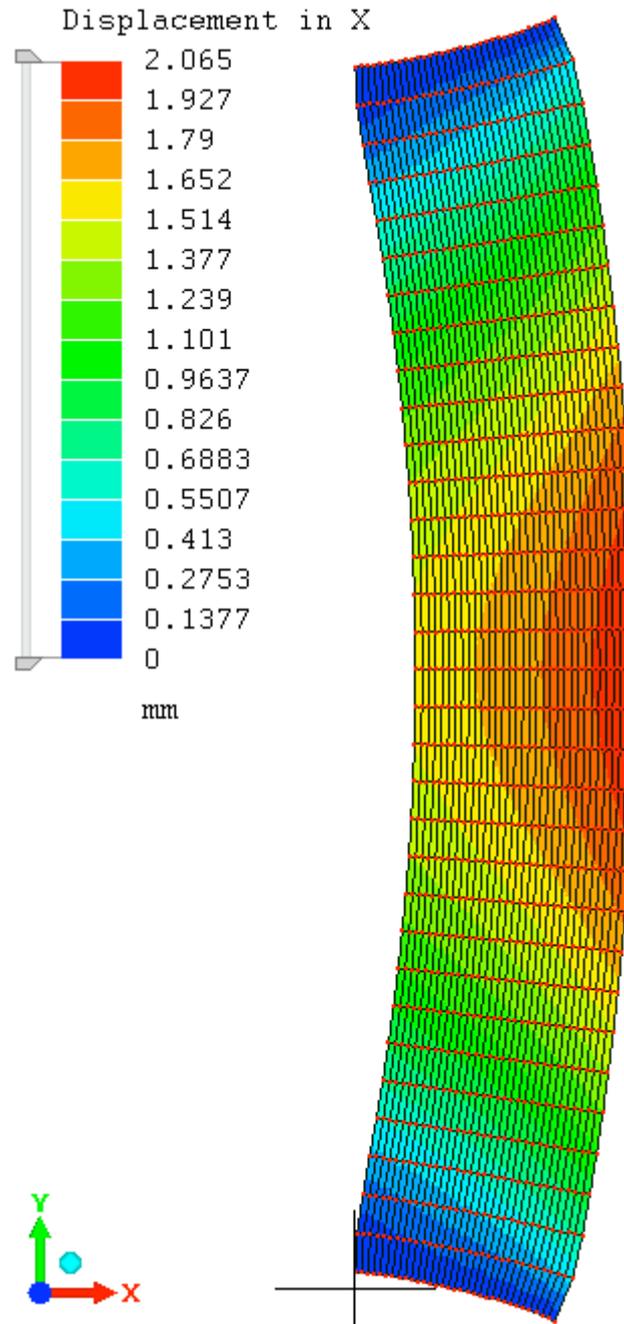
Para a análise estática 2D, exportou-se as temperaturas da solução no tempo final da análise de transiente térmico, transformando-as em tensões térmicas. Aplicou-se na face superior da miniparede uma carga distribuída de 0,126 MPa, obtendo-se então os deslocamentos devido às combinações de cargas térmicas e estruturais. É importante ressaltar que o valor da carga distribuída é alterada em função da quantidade de pavimentos do edifício e da localização da parede. Nas figuras 15 e 16, é possível verificar os deslocamentos na direção X do modelo 2D.

Figura 15 – Deslocamentos na direção X do modelo 2D



(fonte: elaborado pelo autor.)

Figura 16 – Visão deformada dos deslocamentos em X do modelo 2D



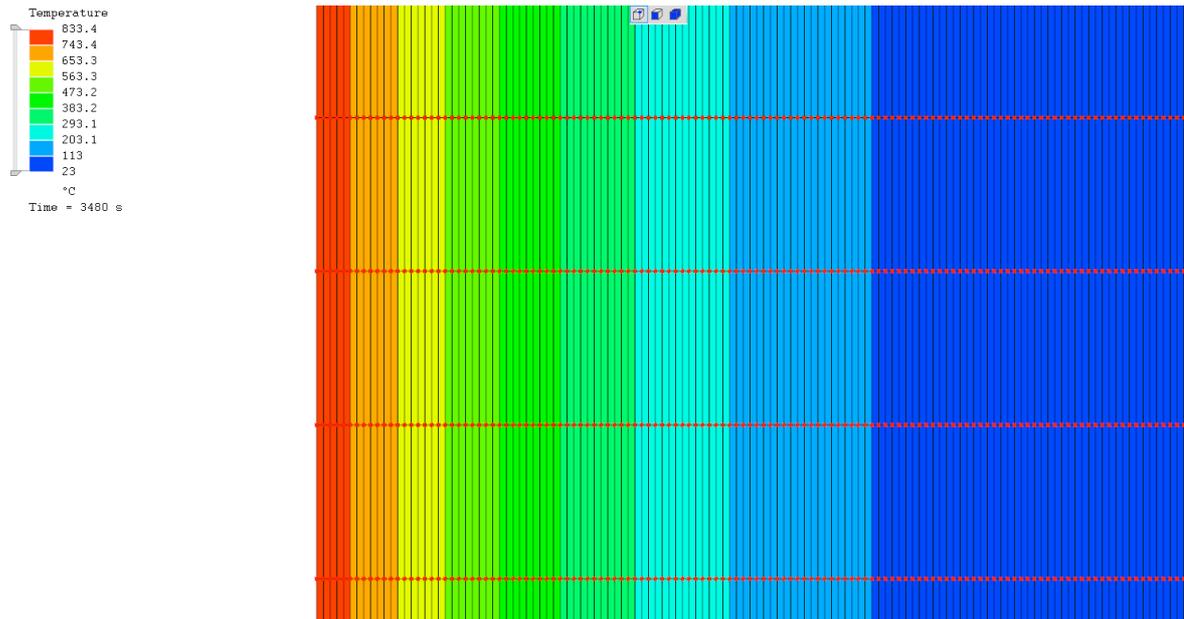
(fonte: elaborado pelo autor.)

4.3.3 Análise do Modelo 3D

Para a análise do modelo 3D, optou-se por utilizar uma malha bastante refinada com mais de 140 000 nós, afim de obter os melhores resultados possíveis. Definiu-se como temperatura inicial 23°C e aplicou-se a curva-temperatura padrão na face externa da miniparede na forma de convecção, sendo o coeficiente de transferência de calor 25 W/m²/K. Para esse modelo,

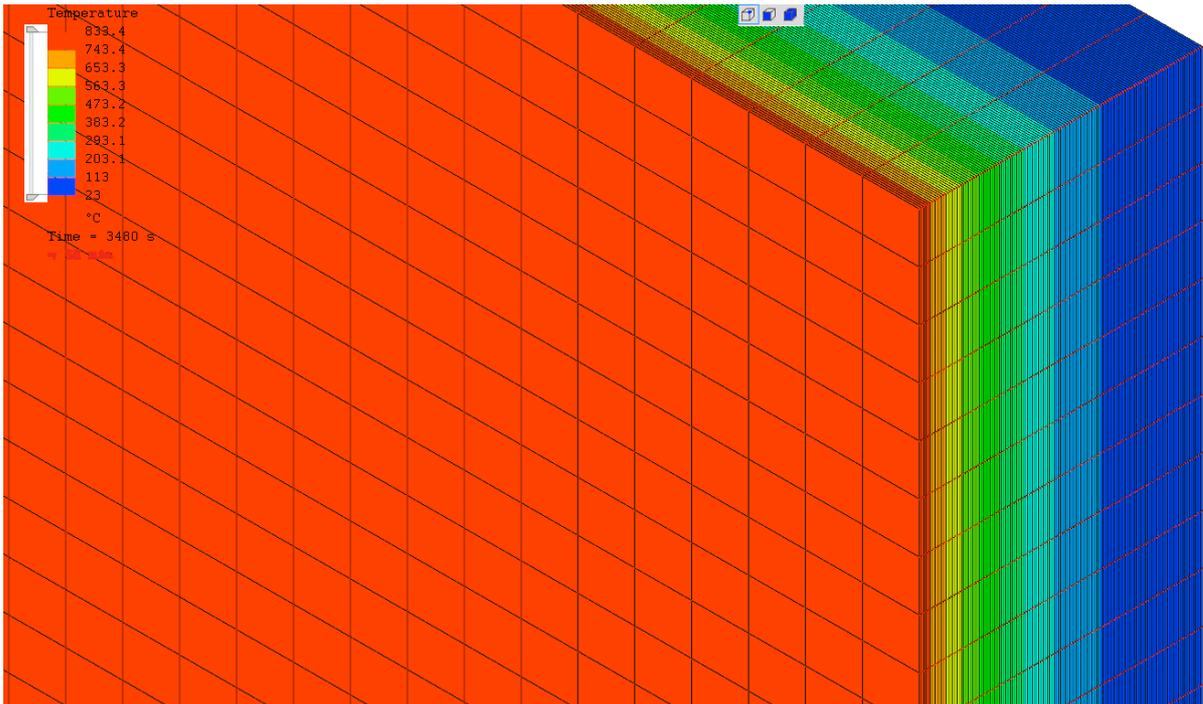
optou-se por uma simulação com 60 minutos de duração. As figuras 17 e 18 apresentam, respectivamente, a seção transversal do modelo 3D e outra alternativa de vista em $t=60\text{min}$ do modelo 3D. Ao contrário do modelo 2D, a face exposta ao incêndio encontra-se no lado esquerdo da seção transversal.

Figura 17 – Seção transversal do modelo 3D em $t=60\text{min}$



(fonte: elaborado pelo autor.)

Figura 18 – Vista do modelo 3D em $t=60\text{min}$



(fonte: elaborado pelo autor.)

Na análise estática da miniparede no modelo 3D, a redução da resistência e do módulo de elasticidade do concreto em função da temperatura elevada é obtida por meio de fatores de redução, os quais correlacionam o decréscimo das propriedades mecânicas para cada nível térmico. Sendo assim, é fundamental conhecer a temperatura do elemento estrutural para se estimar valores dos materiais para essa temperatura (COSTA, 2008, p. 93-94). A redução do módulo de elasticidade do concreto em função da temperatura elevada é considerado por meio do coeficiente redutor $k_{cE,\theta}$. A tabela 4 e a figura 19 auxiliam na determinação do fator de redução do módulo de elasticidade do concreto. A expressão para determinação do módulo de elasticidade é apresentada na equação 6:

$$E_{c,\theta} = k_{cE,\theta} \cdot E_{c,20^\circ\text{C}} \quad (\text{equação 6})$$

Sendo:

$E_{c,\theta}$ = módulo de elasticidade do concreto em temperatura elevada θ (°C) (GPa)

$k_{cE,\theta}$ = fator de redução do módulo de elasticidade em função da temperatura θ (°C), obtido através da figura 19 e tabela 4;

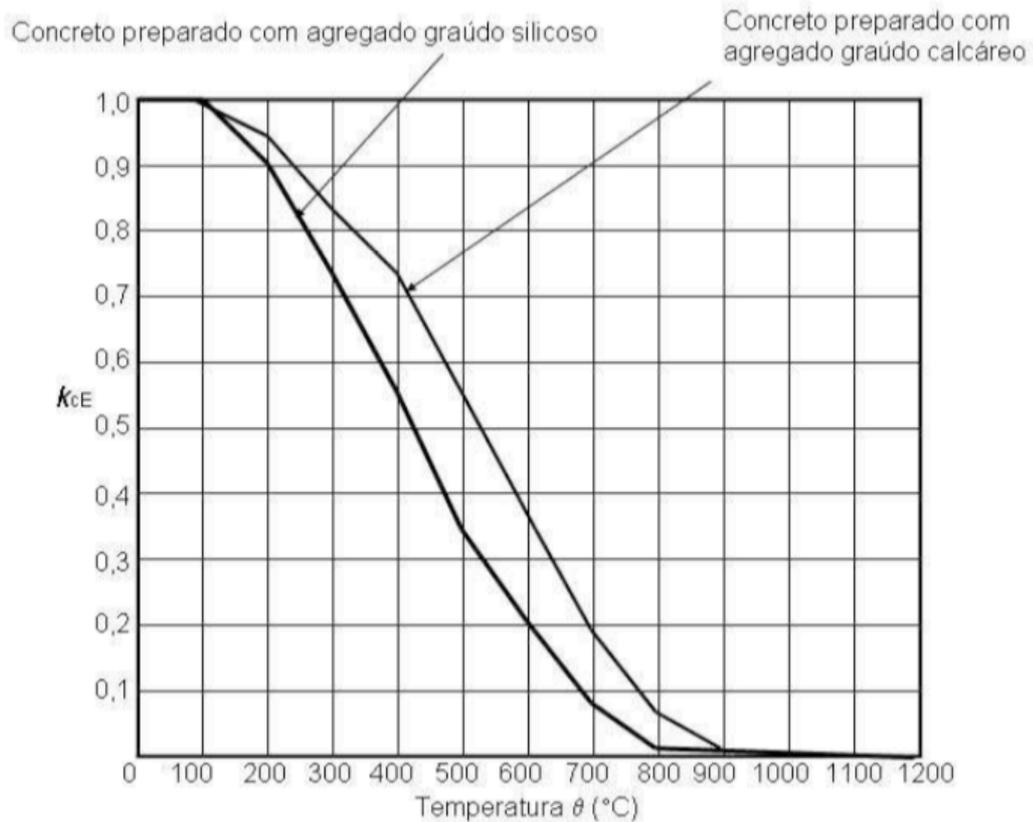
$E_{c,20^\circ\text{C}}$ – módulo de elasticidade do concreto em temperatura ambiente (GPa)

Tabela 4 - Valores das relações $f_{c,\theta}/f_{ck}$ ($k_{c,\theta}$) e $E_{c,\theta}/E_c$ ($k_{cE,\theta}$) para concretos de massa específica normal preparados predominantemente com agregados silicosos ou calcáreos

Temperatura do concreto, θ (°C)	Agregado silicoso		Agregado calcáreo	
	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$E_{c,\theta}/E_c$	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$E_{c,\theta}/E_c$
1	2	3	4	5
20	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	1,00
200	0,95	0,90	0,97	0,94
300	0,85	0,72	0,91	0,83
400	0,75	0,56	0,85	0,72
500	0,60	0,36	0,74	0,55
600	0,45	0,20	0,60	0,36
700	0,30	0,09	0,43	0,19
800	0,15	0,02	0,27	0,07
900	0,08	0,01	0,15	0,02
1 000	0,04	0,00	0,06	0,00
1 100	0,01	0,00	0,02	0,00
1 200	0,00	0,00	0,00	0,00

(fonte: ABNT NBR 15200:2004)

Figura 19 - Fator de redução do módulo de elasticidade do concreto



(fonte: ABNT NBR 15200:2004)

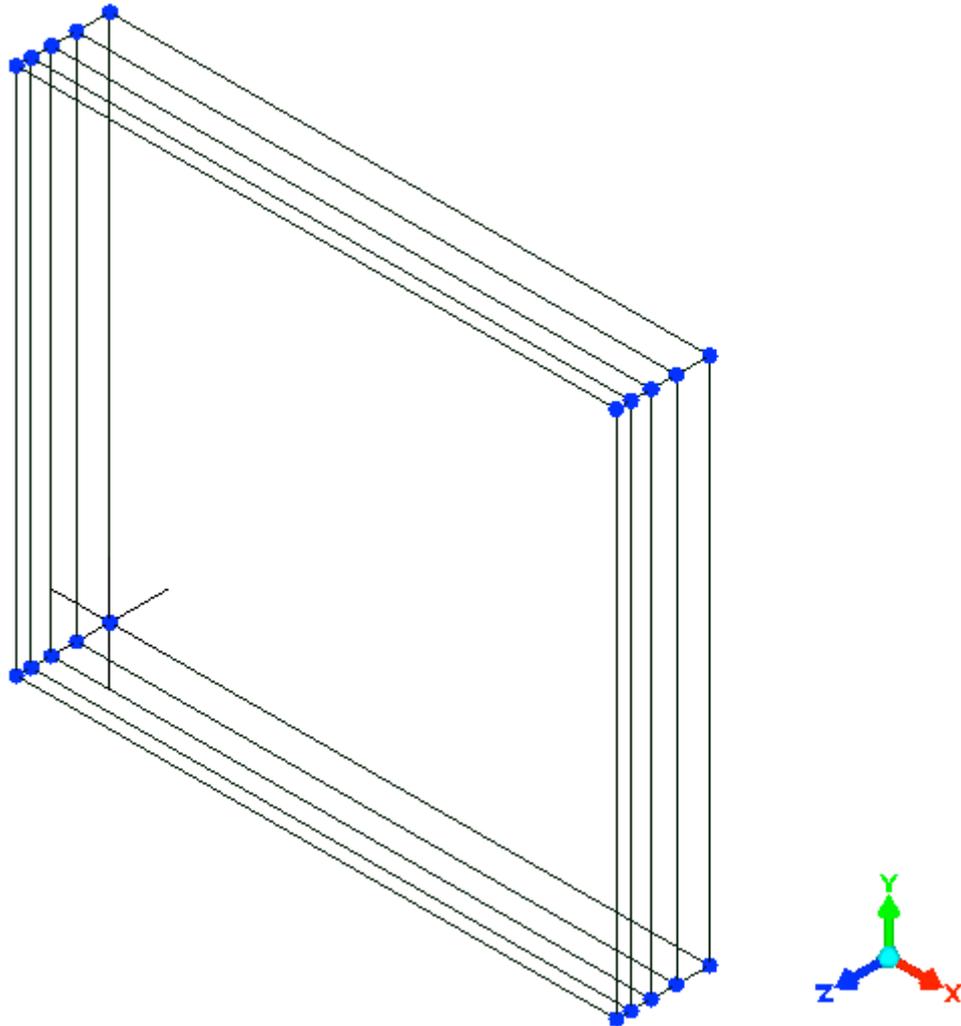
Para realizar a análise estática, levou-se em consideração os dados obtidos a partir da análise de transiente térmico. Dividiu-se a seção transversal da parede em 4 diferentes elementos, conforme consta na figura 20, sendo que cada um deles possui diferentes espessuras, de acordo o perfil de temperaturas obtido. Uma temperatura média é assumida para cada uma das escalas, a fim de obter uma redução efetiva do módulo de elasticidade de acordo com a sua condição. O estudo considerou blocos preparados com agregado silicoso. A tabela a seguir representa os dados utilizados.

Tabela 5 - Valores de temperatura média, espessura e módulo de elasticidade das escalas

Escola	Espessura (cm)	Temp. Média ($^{\circ}C$)	Fator Redução	E (Mpa)
Azul	4.99	23	1	21000
Azul Claro	3.8	203,1	0,9	18900
Verde	3.04	473,2	0,4	8400
Vermelho	2.17	743,4	0,06	1260

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 20 – Divisão em 4 diferentes elementos, etapa inicial de construção do modelo

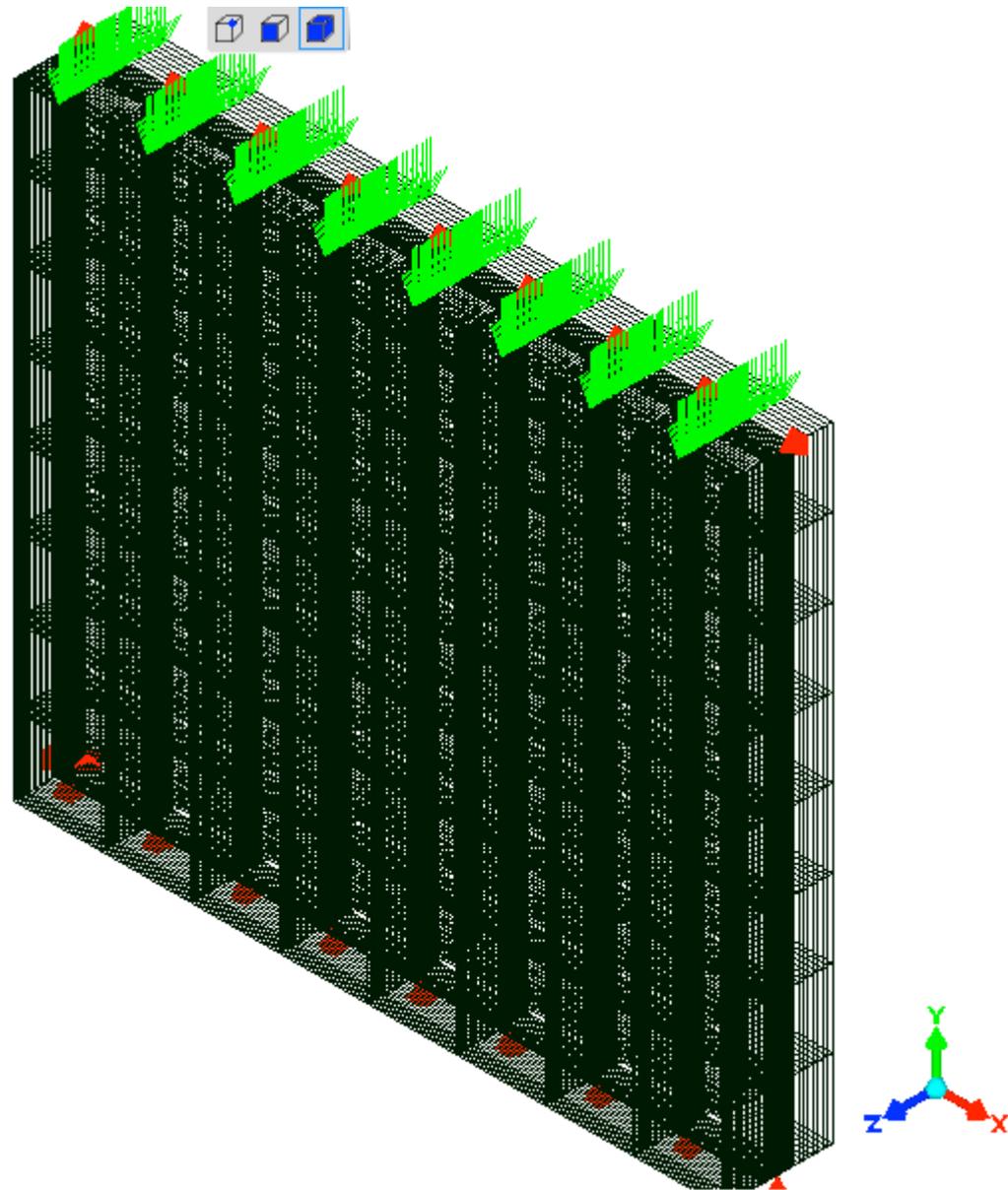


(fonte: elaborado pelo autor)

A carga axial aplicada foi a mesma do modelo 2D, de valor 0,126 Mpa. Em análises desse gênero, a estrutura necessita de vinculações. A maneira de vincular a estrutura influi diretamente nos resultados, uma vez que pode-se optar por deixar a estrutura mais rígida ou deformável. Adicionou-se apoios restringindo o movimento na direção Y apenas na linha central da base, ou seja, em $Z=0,7\text{cm}$. Sendo assim, a parede fica livre para deformar próximo a base. Também aplicou-se apoios na face superior e inferior restringindo movimentos na direção Z, evitando qualquer possível rotação da parede. Num dos nós laterais da linha central

da base inferior, aplicou-se apoios restringindo movimentos nas 3 direções. Os apoios e cargas do modelo 3D estão representados na figura 21.

Figura 21 – Apoios e cargas do modelo 3D



(fonte: elaborado pelo autor)

Ao aplicar a carga, observa-se que a parede sofre deformações no sentido contrário aos resultados obtidos no modelo 2D onde foram incluídas as tensões térmicas. Atribuímos isso ao fato de que os deslocamentos causados pelo efeito da temperatura são superiores aos causados pelas modificações nos módulos de elasticidade. Isso significa que a deterioração do

material provoca, no caso do incêndio, um efeito que inverte parte do efeito da ação do fogo. As figuras 22 e 23 ilustram, respectivamente, os menores deslocamentos e a deformação contrária ao modelo 2D.

Figura 22 – Deslocamentos na direção Z do modelo 3D

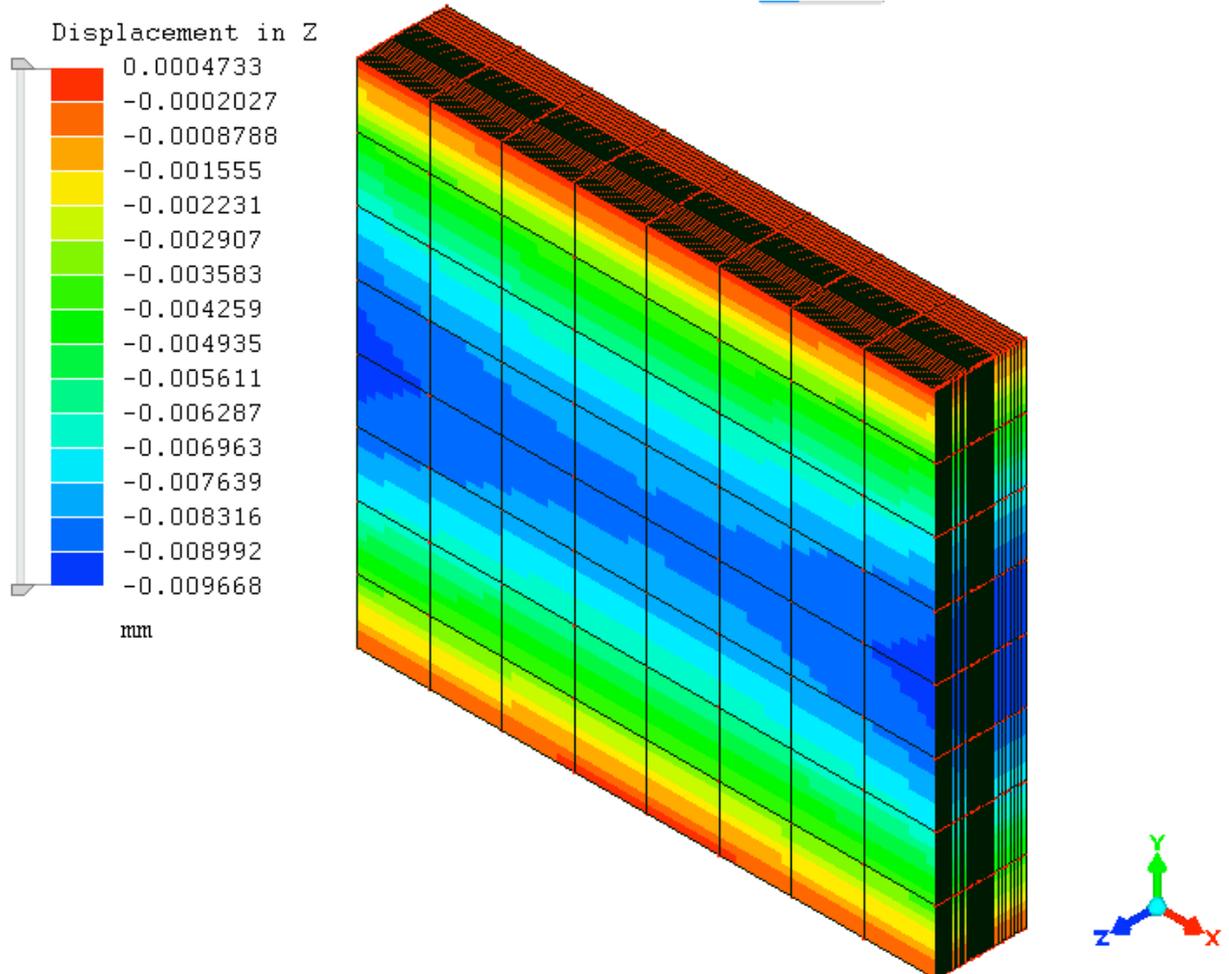
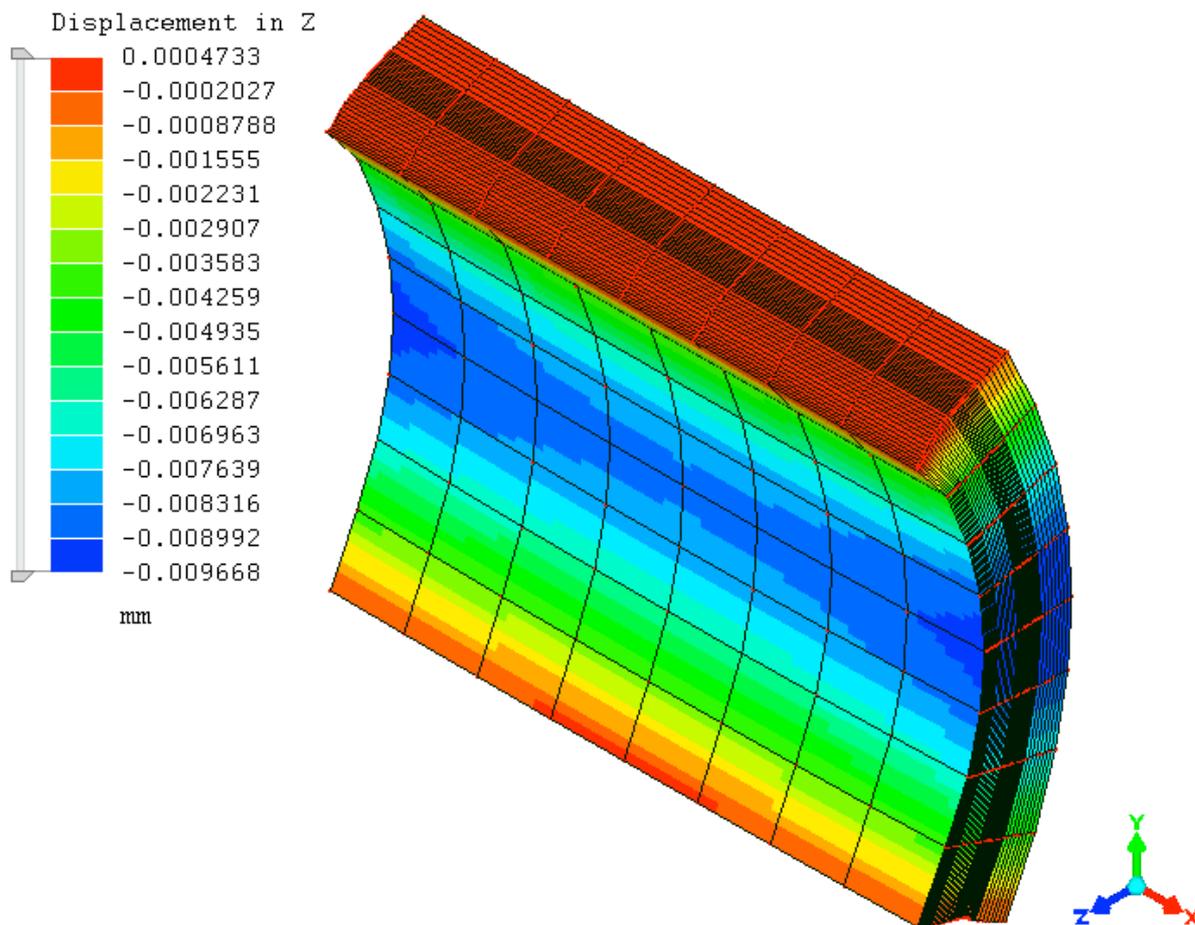


Figura 23 – Visão deformada dos deslocamentos em Z do modelo 3D



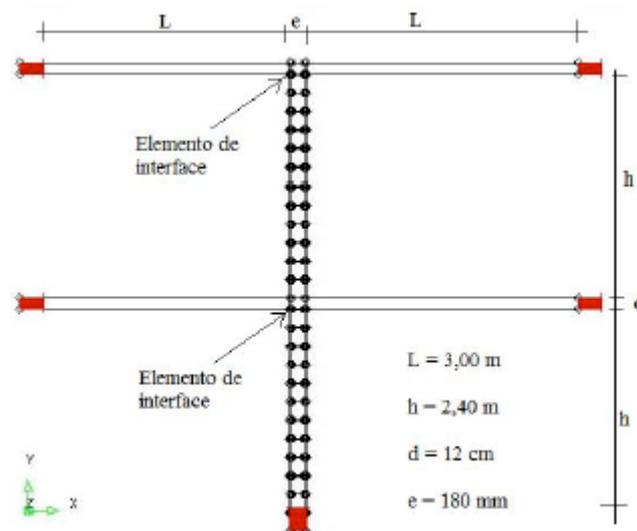
(fonte: elaborado pelo autor.)

4.3.4 Análise do Comportamento Global da Estrutura

A análise do comportamento global da estrutura visa entender e relacionar os resultados de análise do comportamento de elementos isolados com o comportamento global quando trabalham na edificação como parede de compartimentação. Para tanto, considera-se que uma parede trabalha em serviço na configuração de um pórtico onde se encontra vinculada as lajes em suas extremidades. Na edificação esta parede estará submetida a um carregamento composto pelas cargas dos pavimentos superiores (peso próprio e sobrecargas de utilização) e a carga térmica. Assim como observado nos modelos analisados anteriormente, um dos problemas que se evidencia é o tipo de ligação entre lajes e paredes. A maneira que a parede está vinculada afeta diretamente nos resultados. Uma ligação rígida com restrição dos momentos fletores, por exemplo, afeta bastante o comportamento global.

Uma análise completa envolveria várias configurações tanto em relação ao pórtico que podemos considerar, quanto a situação de exposição ao fogo. Por se tratar de uma parede de compartimentação, as paredes são consideradas sempre com uma face aquecida e a outra com temperatura ambiente. A figura 24 ilustra o pórtico analisado, que contém dois pavimentos de 2,40m de altura e lajes de 3m de vão consideradas contínuas sobre a parede. As lajes descarregam toda a carga sobre a parede, caracterizando a pior situação. Esta análise é mais qualitativa do que quantitativa porque procura observar as tendências de comportamento. São muitas as características geométricas e materiais a definir, em termos de valores, para garantir a precisão dos resultados.

Figura 24 – Configuração do pórtico analisado



(fonte: DÉ SIR, 2016, p. 10)

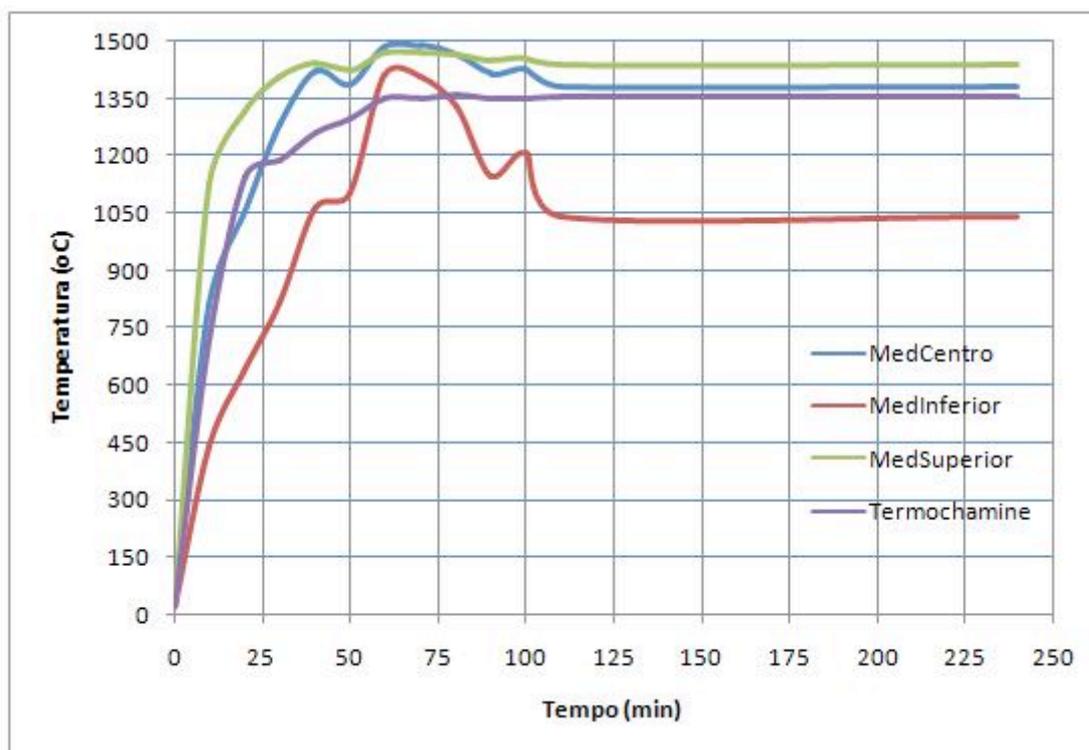
São apresentados os resultados de três diferentes cenários, considerando combinações de carga térmica e condições de apoio. No primeiro cenário é simulado um incêndio no primeiro pavimento com ligação rígida entre lajes e paredes. Para o segundo cenário é acrescentado fogo também no segundo pavimento para o mesmo tipo de ligação. Já no terceiro cenário é considerado fogo nos dois pavimentos e elementos de interface entre lajes e paredes.

As simulações são realizadas no *software* DIANA. Assim como no Mecway FEA, o efeito das temperaturas é tratado com elementos que convertem fluxo de calor em carga térmica nodal. As variáveis de controle consideradas no estudo incluem a evolução da temperatura na

parede, os deslocamentos horizontais na face aquecida e a deformação global que sugerem o modo de ruptura da estrutura.

Para a análise do pórtico a curva de aquecimento foi definida numericamente com o programa FDS/PYROSIM. Na modelagem com o Fire Dynamic Simulations (FDS), foram consideradas três faixas de aquecimento na altura de 2,40m da parede. Para isso, consideram-se três conjuntos de termopares que registraram as curvas de temperatura-tempo da figura 25. Observa-se claramente que existe uma convecção que provoca um aquecimento diferencial nas regiões mais altas do forno. Estas curvas podem ser aplicadas simultaneamente para a definição da evolução das temperatura no interior da parede. Neste trabalho adota-se o maior potencial de aquecimento.

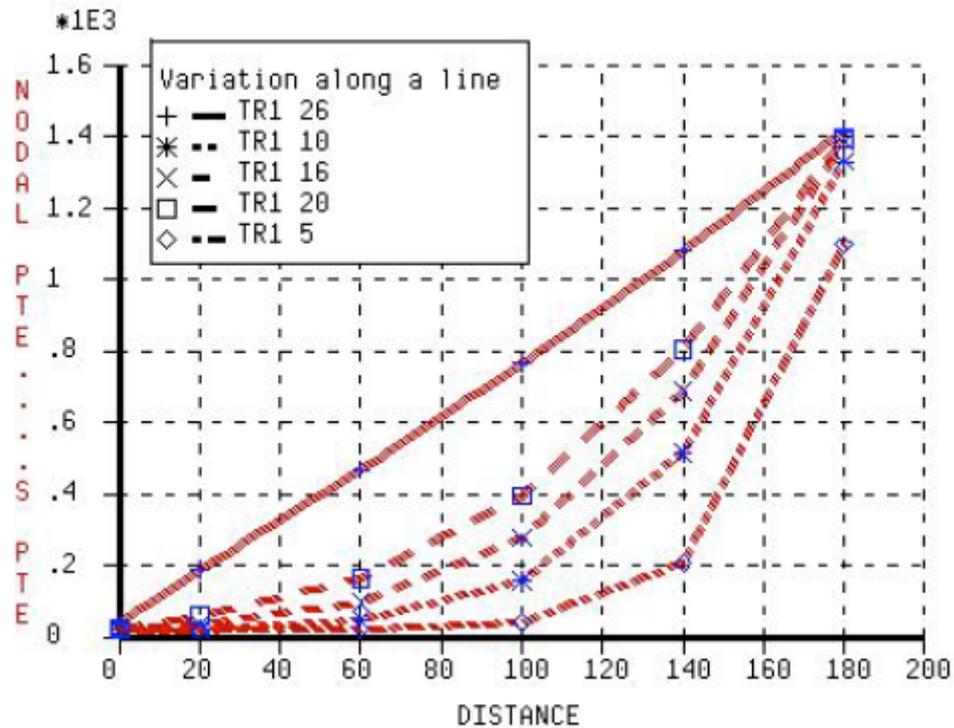
Figura 25 – Curva de aquecimento numérica (FDS/PYROSIM)



A figura 26 apresenta a evolução das temperaturas em diferentes pontos da seção transversal da parede no processo transiente de aquecimento. As cinco curvas correspondem aos tempos de 14 min (TR1 5), 30 min (TR1 10), 44 min (TR1 16), 60 min (TR1 20) e 240 min (TR1 26). Nestas etapas e como nas restantes, as temperaturas são convertidas em cargas térmicas

nodais e somadas, caso existirem, às cargas externas. Resolve-se então o problema de elementos finitos para determinar os deslocamentos e, a partir destes resultados, as tensões.

Figura 26 – Distribuição e evolução das temperaturas na seção transversal



(fonte: DÉSIR, 2016, p. 11)

O esquema estrutural da figura 24 exhibe um comportamento simétrico onde as paredes são submetidas a compressão centrada. A ação das altas temperaturas provoca alongamento no lado aquecido, aumentando a compressão no outro lado. Esse processo provoca alterações na configuração deformada da estrutura, conforme observado na figura 27.

Já na figura 28(b), onde as paredes são aquecidas nos dois pavimentos, temos quase uma reversão na curvatura provocada pelas temperaturas, devido a ação das cargas aplicadas que provocam uma rotação no sentido contrário. Na figura 27(c) os elementos de interface liberam a rotação entre lajes e o topo das paredes. É possível observar que as duas paredes apresentam uma curvatura no lado aquecido, no entanto, as cargas externas do segundo pavimento reduzem o efeito das cargas térmicas. Episódio já constatado através das análises dos modelos 2D e 3D. Isso acontece sempre que houver uma resultante de cargas externas aplicadas na

parede aquecida. A redução dependerá tanto da intensidade da resultante quanto de sua excentricidade em relação ao centroide da parede. Neste sentido existem trabalhos da literatura que reportam casos onde foi observada uma curvatura no lado não aquecido.

A figura 28 fornece valores de deslocamentos horizontais, variável utilizada para verificação do critério de resistência mecânica, de acordo com a equação 7:

$$dh = h^2 / 400e \quad (\text{equação 7})$$

Sendo:

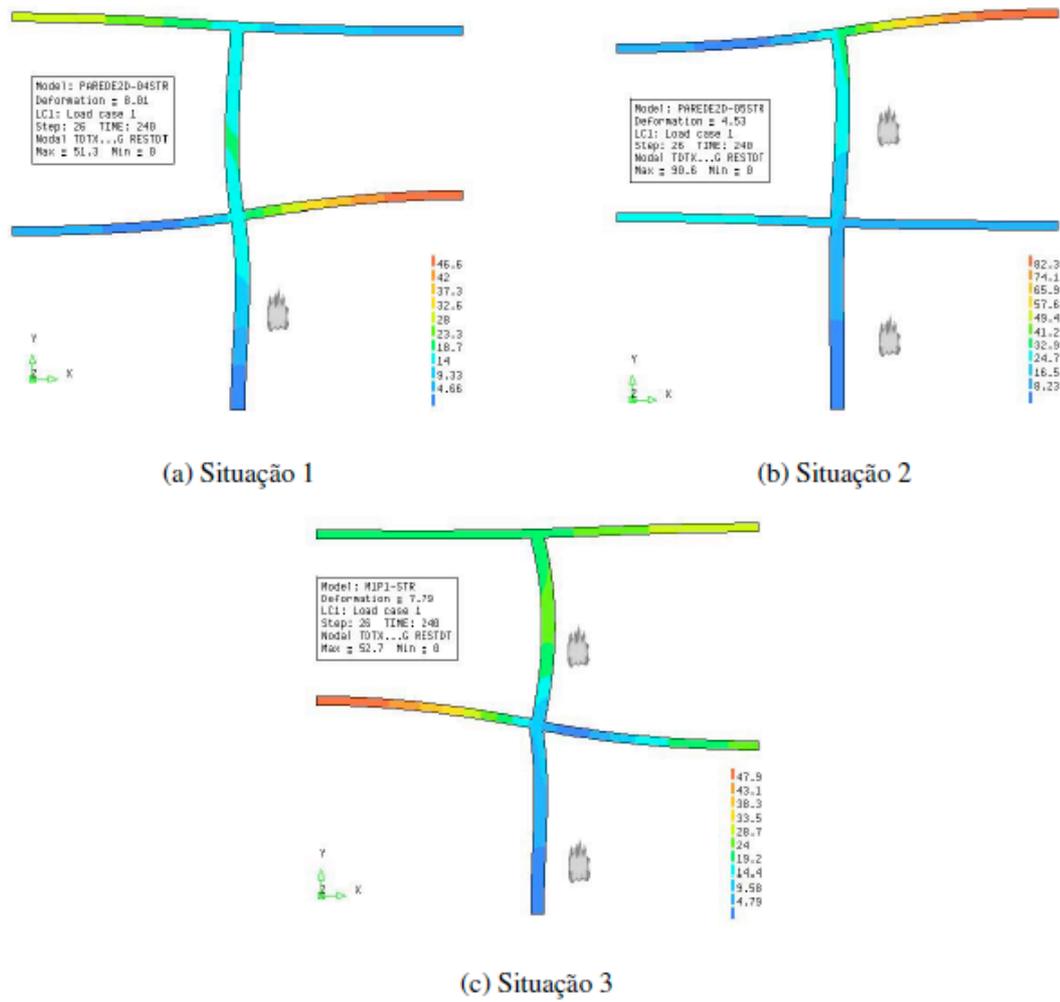
dh = deslocamento horizontal da parede

h = altura total da parede;

e = espessura da parede

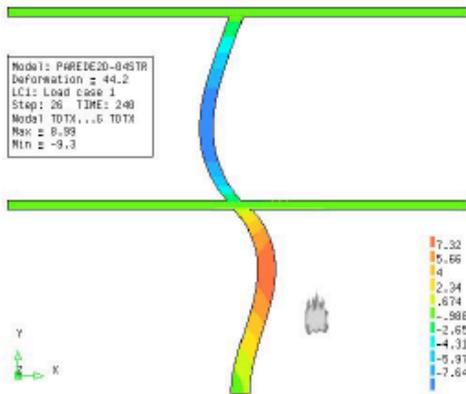
O deslocamento horizontal observado na parede deve ser inferior ao valor calculado através do critério de resistência. No caso analisado, o deslocamento horizontal não ultrapassa o resultado de 80 mm obtido através da equação 7.

Figura 27 – Deslocamentos totais na configuração deformada

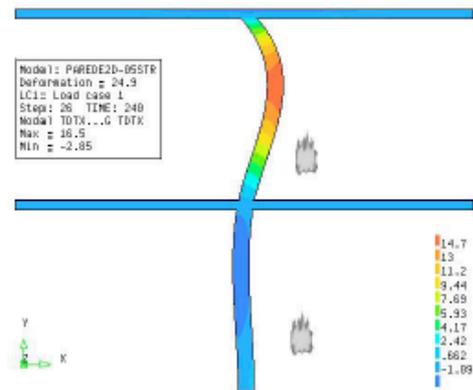


(fonte: DÉ SIR, 2016, p. 12)

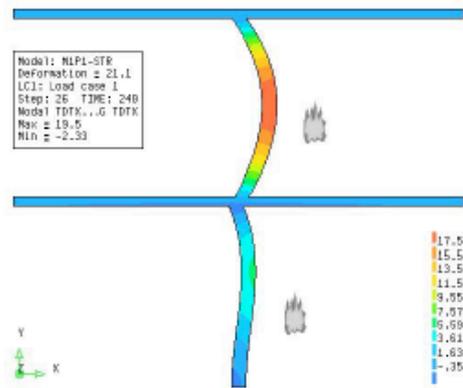
Figura 28 – Deslocamentos na direção X na configuração deformada



(a) Situação 1



(b) Situação 2



(c) Situação 3

(fonte: DÉ SIR, 2016, p. 13)

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste trabalho foram avaliadas a resistência de paredes de alvenaria estrutural construídas com blocos de concreto por métodos computacionais que utilizam o método dos elementos finitos para obter soluções. Foram realizados estudos para modelos 2D e 3D, além de uma análise do comportamento global da estrutura através de pórticos. Para tanto, utilizou-se valores genéricos da literatura técnica, afim de validar em termos numéricos os procedimentos.

Ficou visível que quando as características do material ensaiado são bem definidas, torna-se possível observar suas tendências de comportamento frente às diferentes tensões aplicadas. Além disso, temos a oportunidade de realizar inúmeras combinações com os *softwares*, dependendo das características dos materiais e das condições de apoio implementadas. O método dos elementos finitos mostrou ser uma boa alternativa frente aos ensaios de resistência ao fogo, devido ao menor custo e à maior simplicidade e rapidez. No entanto, deve-se ressaltar que os modelos numéricos devem ser calibrados através de resultados experimentais, possibilitando o ajuste das propriedades termofísicas dos materiais. Com isso, o erro máximo em comparação aos resultados experimentais torna-se cada vez menor, tornando os modelos computacionais uma ótima alternativa para realizar simulações de incêndio em paredes.

REFERÊNCIAS

- AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **Fire and concrete structures**. Virginia, 2008. Disponível em: <<http://www.cement.org/docs/default-source/th-buildings-structures-pdfs/fire-concrete-struct-sei-08.pdf>>. Acesso em 19 de maio de 2016.
- ASHLEY, E. Fire resistance of concrete structures. **Concrete inFocus**, Maryland, USA, v. 5, n. 4, p. 67-70, Winter 2007.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13860**: glossário de termos relacionados com a segurança contra incêndios. Rio de Janeiro, 1997.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14432**: exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento. Rio de Janeiro, 2000.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 05628**: componentes construtivos estruturais – Determinação da resistência ao fogo. Rio de Janeiro, 2001.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15200**: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio – Procedimento. Rio de Janeiro, 2004.
- BUCHANAN, A. H. **Structural design for fire safety**. Canterbury: John Wiley & Sons, 2002, 421 p.
- CAVALHEIRO, O. P. **Alvenaria Estrutural: tão antiga e tão atual**. s. d. 8 p. Grupo de Pesquisa e Desenvolvimento em Alvenaria Estrutural, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, s. d. Disponível em: <<http://www.ceramicapalmadeouro.com.br/downloads/cavalheiro1.pdf>>. Acesso em: 29 abr 2016.
- COSTA, C. N. **Dimensionamento de elementos de concreto armado em situação de incêndio**. 2008. 724 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica da USP, São Paulo.
- DÉSIR, J. M. Comportamento de parede de alvenaria estrutural em situação de incêndio: análise numérica. In: IBERIAN LATIN AMERICAN CONGRESS ON COMPUTATIONAL METHODS IN ENGINEERING, n. 37, 2016, Brasília. **Revista Interdisciplinar de Pesquisa em Engenharia**.
- EUROCODE 2, **EN 1992-1-2**: Design of concrete structures – part 1-2: general rules – structural fire design. Brussels: Comité européen de normalisation, 2004.
- JÚNIOR, O. K. **Pilares de concreto armado em situação de incêndio submetidos a flexão normal composta** 2011. 211 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

LIMA, R. C. A. **Investigação do comportamento de concretos em temperaturas elevadas**. 2005. 257 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

MAZZONI, F. **Simulação computacional de incêndios: aplicação no caso do condomínio edifício Cacique em Porto Alegre – RS**: 2010. 68 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

NATIONAL CONCRETE MASONRY ASSOCIATION. **Fire safety with concrete masonry**. Virginia, 1984. Disponível em: <http://www.nationalslag.org/sites/nationalslag/files/documents/nsa_185-4_fire_safety_with_concrete_masonry.pdf>. Acesso em: 19 de maio de 2016.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto**. 5. ed. São Paulo: Bookman, 2016, 887 p.

PURKISS J. A. **Fire safety engineering design of structures**. Great Britain: Butterworth – Heinemann, 2007, 390 p.

READ R. E. H.; MORRIS W. A. **Aspects of fire precautions in buildings**. Garston: Department of the Environment, 1983, 128p.

RIGÃO, A. O. **Comportamento de pequenas paredes de alvenaria estrutural frente a altas temperaturas**. 2012. 142 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2012.

ROSEMANN, F. **Resistência ao fogo de paredes de alvenaria estrutural de blocos cerâmicos pelo critério de isolamento térmico**. 2011. 160 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2011.

RUSCHEL, F. **Avaliação da utilização de ferramentas de simulação computacional para reconstituição de incêndios em edificações de concreto armado: aplicação ao caso do shopping total em Porto Alegre-RS**. 2011. 133 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2011.

SEITO et al. **A segurança contra incêndio no Brasil**. 1. ed. São Paulo: Projeto Editora, 2008, 496 p.

SILVA et al. **Manual de construção em aço: prevenção contra incêndio no projeto de arquitetura**. 1. ed. Rio de Janeiro: Centro Brasileiro de Construção em Aço, 2010, 72 p.

SOUTH AUSTRALIAN METROPOLITAN SERVICE. **Overview of building fire safety**. Australia, 2012. Disponível em: <http://www.mfs.sa.gov.au/site/community_safety/commercial/building_fire_safety.jsp>. Acesso em: 13 de maio de 2016.