

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE SERGIPE

CAMPUS ARACAJU

DIRETORIA DE ENSINO

COORDENADORIA DE ENGENHARIA CIVIL

CURSO DE BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

ANDERSON HENRIQUE FORTUNA DE SOUZA

**AVALIAÇÃO DO EFEITO DA EXPOSIÇÃO AO FOGO NA CAPACIDADE DE
CARGA À FLEXÃO DE PROTÓTIPOS DE VIGAS CONCRETO ARMADO**

MONOGRAFIA

ARACAJU

2023

ANDERSON HENRIQUE FORTUNA DE SOUZA

**AVALIAÇÃO DO EFEITO DA EXPOSIÇÃO AO FOGO NA CAPACIDADE DE
CARGA À FLEXÃO DE PROTÓTIPOS DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO**

Monografia apresentada como requisito parcial
à obtenção do título de Bacharel, da
Coordenação do Curso de Engenharia Civil, do
Instituto Federal de Sergipe – Campus Aracaju.

Orientador: Prof. M.Sc. Euler Wagner Freitas
Santos

ARACAJU

2023

Ficha catalográfica elaborada pela Bibliotecária Geocelly Oliveira Gambardella / CRB-5 1815, com os dados fornecidos pelo(a) autor(a).

Souza, Anderson Henrique Fortuna de.

S719a Avaliação do efeito da exposição ao fogo na capacidade de carga à flexão de protótipos de vigas de concreto armado. / Anderson Henrique Fortuna de Souza. – Aracaju, 2023.

82 f. : il.

Orientador: Prof. Me. Euler Wagner Freitas Santos. Monografia (Graduação - Bacharelado em Engenharia Civil) - Instituto Federal de Sergipe, 2023.

1. Capacidade de carga. 2. Concreto armado. 3. Viga. 4. Flexão. 5. Pós-fogo. I. Santos, Euler Wagner Freitas. II. Título.

CDU 691.328

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE SERGIPE

CAMPUS ARACAJU

CURSO DE BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

TERMO DE APROVAÇÃO

Título da Monografia Nº 257

**AVALIAÇÃO DO EFEITO DA EXPOSIÇÃO AO FOGO NA CAPACIDADE DE
CARGA À FLEXÃO DE PROTÓTIPOS DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO**

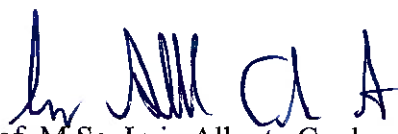
ANDERSON HENRIQUE FORTUNA DE SOUZA

Esta monografia foi apresentada às 8 h 30 do dia 12 de JULHO de 2023 como requisito parcial para a obtenção do título de BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL. O candidato foi arguido pela Banca Examinadora composta pelos professores abaixo assinados.

Após deliberação, a Banca Examinadora considerou o trabalho aprovado.

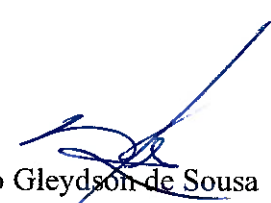

Prof. M.Sc. Lucas da Mata Rocha Menezes

(UFS – Campus Laranjeiras)


Prof. M.Sc. Luiz Alberto Cardoso dos Santos

(IFS – Campus Aracaju)


Prof. Dr. Euler Wagner Freitas Santos
(IFS – Campus Aracaju)
Orientador


Prof. Dr. Pablo Gleydson de Sousa
(IFS – Campus Aracaju)
Coordenador da COEC

Dedico este trabalho à minha família,
por ter me incentivado e apoiado
à meu filho pelos momentos ausentes.

AGRADECIMENTOS

Mais um ciclo da vida que se encerra, muitas coisas aconteceram com o passar do tempo, muito conhecimento adquirido, experiências, histórias e lições. Não posso deixar de fazer alguns agradecimentos.

Primeiramente a Deus por ter me guiado e guardado por todos os momentos para que eu pudesse chegar até aqui.

Aos meus pais, por sempre terem me incentivado e servido de exemplo para que eu pudesse seguir por essa caminhada. Aos meus irmãos que sempre me apoiaram e me aconselharam nos diversos momentos.

Gostaria de agradecer a todos os envolvidos nesse ciclo:

Ao meu orientador, Prof. M.Sc. Euler Wagner, pela paciência e pelo conhecimento passado de forma extremamente didática e comprometida.

Aos demais professores da COEC e os demais professores de outras coordenadorias que contribuíram com seu conhecimento e experiência nessa minha estadia pelo IFS.

Ao Corpo de Bombeiro Militar de Sergipe na pessoa do Tenente Coronel Moraes e da Tenente Cabral, por terem abraçado meu trabalho e com entusiasmo apoiado todos os estudos feitos no departamento de ensino.

Aos técnicos da COLED, pelo apoio prestado.

A Supermix e a Votorantim, pelo fornecimento dos insumos necessários a realização da pesquisa.

Enfim, a todos que de maneira direta ou indireta contribuíram para a realização dessa etapa, meu muito obrigado.

RESUMO

SOUZA, Anderson Henrique Fortuna de. **Avaliação do efeito da exposição ao fogo na capacidade de carga à flexão de protótipos de vigas de concreto armado**. 82f. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Sergipe – Campus Aracaju. 2023.

A história da humanidade é marcada pela utilização do fogo, e este, quando descontrolado, gera os incêndios, podendo provocar danos a vida e ao patrimônio. Diversos incêndios históricos mostram as tragédias que esse tipo de sinistro pode provocar. O uso do concreto armado é um dos meios mais comuns na construção civil para a edificação dos diversos tipos construtivos, portanto, é importante conhecer o comportamento dos elementos estruturais de concreto quando submetido a dano provocado pelo fogo. O presente trabalho buscou analisar o efeito do dano decorrente da exposição ao fogo sobre vigas de concreto armado posicionadas em alturas distintas no ambiente de ocorrência do sinistro de incêndio, pela observação da redução da capacidade de carga e da influência da pré-fissuração. Para tanto, foram confeccionados nove protótipos de vigas, das quais seis foram expostas ao fogo, e três delas serviram de referência (não sendo pré-aquecidas). Os resultados obtidos permitiram chegar à conclusão de que houve uma redução na capacidade de carga provocada pela exposição ao fogo e essa redução inclusive foi influenciada pela posição dos elementos no ambiente incendiado. Também permitiu concluir que para o nível de pré-fissuração provocado, não houve intensificação do dano de fogo significativa nos elementos pré-fissurados.

Palavras-chave: Capacidade de carga. Concreto armado. Vigas. Flexão. Pós-fogo.

ABSTRACT

SOUZA, Anderson Henrique Fortuna de. **Evaluation of the effect of fire exposure on the bending load capacity of reinforced concrete beam prototypes.** 82f. Monograph (Bachelor of Civil Engineering)– Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Sergipe – Campus Aracaju. 2023.

The history of humanity is marked by the use of fire, and this, when uncontrolled, generates fires, which can cause damage to life and property. Several historic fires show the tragedies that this type of accident can cause. The use of reinforced concrete is one of the most common means in civil construction for building different types of construction, therefore, it is important to know the behavior of structural concrete elements when subjected to damage caused by fire. The present work sought to analyze the effect of damage resulting from exposure to fire on reinforced concrete beams positioned at different heights in the environment where the fire accident occurred, by observing the reduction in load capacity and the influence of pre-cracking. For this purpose, nine beam prototypes were made, of which six were exposed to fire, and three of them served as a reference (not being preheated). The results obtained led to the conclusion that there was a reduction in load capacity caused by exposure to fire and this reduction was even influenced by the position of the elements in the burned environment. It also allowed to conclude that for the level of pre-cracking caused, there was no significant intensification of fire damage in the pre-cracked elements.

Keywords: Load capacity. Reinforced concrete. Beams. Bend. Post-fire.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 01 – Tetraedro do fogo.....	17
Figura 02 – Fase Inicial.....	19
Figura 03 – Fase crescente.....	19
Figura 04 – <i>Flashover</i>	20
Figura 05 – Fase final.....	20
Figura 06 – Transferência de calor por condução.....	24
Figura 07 – Fenômeno da convecção ocorrendo em um incêndio.....	24
Figura 08 – Efeito da radiação durante um incêndio.....	25
Figura 09 – Efeito da temperatura no concreto.....	31
Figura 10 – Imagem microscópica do CSH e portlandita.....	32
Figura 11 – Imagem microscópica da etringita.....	32
Figura 12 – <i>Spalling</i> em estrutura de concreto armado.....	35
Figura 13 – <i>Spalling</i> em viga de concreto armado.....	35
Figura 14 – Mecanismos de <i>spalling</i>	37
Figura 15 – Ensaio de flexão em 3 pontos.....	39
Figura 16 – Vigas utilizadas nos ensaios.....	41
Figura 17 – Dimensões dos protótipos de viga.....	45
Figura 18 – Armadura dos protótipos de vigas.....	46
Figura 19 – Agregados secando na estufa.....	47
Figura 20 – Fôrmas.....	47
Figura 21 – Espaçadores.....	48
Figura 22 – Balança.....	48
Figura 23 – Pesagem.....	48
Figura 24 – Concretagem no equipamento de mistura.....	49
Figura 25 – Cura do concreto.....	50
Figura 26 – Desmoldagem.....	50
Figura 27 – Pré-fissuração dos protótipos de vigas.....	53
Figura 28 – Ilustração das aplicações das forças.....	53
Figura 29 – Pré-dano no protótipo de viga CPIII.....	54
Figura 30 – Local da simulação da queima.....	55
Figura 31 – Contêiner de treinamento.....	55
Figura 32 – Interior do contêiner.....	56

Figura 33 – Material utilizado como combustível.....	57
Figura 34 – Distribuição inicial do material combustível.....	57
Figura 35 – Incremento de combustível.....	58
Figura 36 – Foco da simulação de incêndio.....	58
Figura 37 – Momento de ignição do foco.....	59
Figura 38 – Posicionamento das vigas superiores (Grupo 1).....	60
Figura 39 – Grampo utilizado para fixação do protótipos de vigas do grupo I.....	60
Figura 40 – Disposição dos protótipos do grupo II na estrutura de aço.....	61
Figura 41 – Início da queima.....	62
Figura 42 – Fase de elevação da temperatura monitorada através de câmara térmica.....	62
Figura 43 – Fase de declínio monitorada através de pirômetro.....	63
Figura 44 – Protótipos de vigas resfriadas.....	63
Figura 45 – Protótipos de vigas suspensas resfriadas.....	64
Figura 46 – Protótipo sendo submetido a ensaio de flexão.....	66
Figura 47 – Protótipo de viga rompido a flexão.....	66
Figura 48 – Protótipo de viga rompido a flexão e com fissuras de cisalhamento..	67
Figura 49 – <i>Spalling</i> (Grupo I).....	73
Figura 50 – <i>Spalling</i> (Grupo II).....	73

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 01 – Fases do incêndio.....	21
Gráfico 02 – Curva de incêndio padrão (ISO 834).....	22
Gráfico 03 – Evolução da temperatura nas camadas do concreto em função do tempo.....	23
Gráfico 04 – Distribuição de temperatura das camadas em relação ao tempo de exposição.....	23
Gráfico 05 – Condutividade térmica.....	27
Gráfico 06 – Variação do calor específico do concreto.....	28
Gráfico 07 – Variação da massa específica do concreto com a temperatura.....	28
Gráfico 08 – Difusividade térmica x temperatura.....	29
Gráfico 09 – Coeficientes de redução das resistências a tração e compressão do concreto.....	34
Gráfico 10 – Curva de incêndio.....	38
Gráfico 11 – Variação da tenacidade com o aumento da temperatura.....	40
Gráfico 12 – Curvas de incêndio das vigas do ensaio.....	41
Gráfico 13 – Curvas de queima dos grupos I e II.....	65
Gráfico 14 – Média das capacidades de carga x temperatura.....	69
Gráfico 15 – $K_{c\theta}$ x temperatura.....	70
Gráfico 16 – $K_{c,\theta 1}$ x temperatura.....	72

LISTA DE TABELAS

Tabela 01 – Condutividade térmica de alguns materiais.....	26
Tabela 02 – Fatores de perda de resistência a compressão.....	33
Tabela 03 – Tipos de <i>spalling</i> e agentes influenciadores, segundo o boletim CEB-fib nº 38 (2007).....	36
Tabela 04 – Resistência de vigas a flexão.....	39
Tabela 05 – Resistência em relação as restrições.....	42
Tabela 06 – Relação da resistência do aço na temperatura θ	43
Tabela 07 – Valores de resistência a compressão dos corpos de prova da classe C30 (em MPa).....	51
Tabela 08 – Posição dos protótipos de vigas.....	59
Tabela 09 – Cargas máximas obtidas nos ensaios de flexão.....	68
Tabela 10 – Resultado dos cálculos dos médios de $K_{c,\theta}$, referente a cada grupo..	70
Tabela 11 – Capacidade de carga (tf) das vigas de acordo com a sua disposição durante a queima.....	71
Tabela 12 – $K_{c,\theta 1}$ obtido com as mínimas capacidades de carga máxima de cada grupo.....	72
Tabela 13 – Capacidades de carga dos protótipos de viga em cada grupo em tf...	74

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	14
2	OBJETIVOS.....	16
2.1	OBJETIVO GERAL.....	16
2.2	OBJETIVOS ESPECIFICOS.....	16
3	REFERENCIAL TEÓRICO.....	17
3.1	INCÊNDIO.....	17
3.1.1	Fases do Incêndio.....	18
3.1.2	Curva de Incêndio-Padrão.....	21
3.1.3	Transferência de Energia Térmica (Calor).....	23
3.2	CONCRETO.....	25
3.2.1	Condutividade Térmica.....	26
3.2.2	Calor Específico.....	27
3.2.3	Massa Específica (Densidade).....	28
3.2.4	Difusividade Térmica.....	29
3.2.5	Efeito da Temperatura nas Propriedades Mecânicas do Concreto.....	30
3.2.5.1	Resistência mecânica do concreto.....	32
3.2.5.2	Resistência a Tração.....	33
3.2.6	Lascamento (<i>Spalling</i>).....	35
3.2.7	Resfriamento.....	37
3.2.8	Alguns Estudos Envolvendo Vigas de Concreto em Situação de Incêndio.....	38
3.2.8.1	Pereira <i>et al.</i> (2018).....	38
3.2.8.2	Nunes <i>et al.</i> (2021).....	39
3.2.8.3	Albuquerque (2018).....	40
3.3	AÇO.....	42
3.4	PRÉ-FISSURAÇÃO.....	43
4	METODOLOGIA.....	45
4.1	DEFINIÇÃO DE PARÂMETROS.....	45
4.2	CONFEÇÃO DE FORMAS E MONTAGEM DE ARMADURAS.....	46
4.3	ENSAIOS.....	51
4.3.1	Pré-dano.....	51
4.3.2	Queima.....	55

4.3.3 Distribuição de Temperatura na Simulação do Incêndio.....	64
4.3.4 Ensaio de Flexão em Três Pontos.....	66
5 RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	68
5.1 ANÁLISE DAS MEDIAS DAS CAPACIDADES DE CARGA.....	68
5.2 VARIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA QUANTO A POSIÇÃO.....	71
5.3 SPALLING.....	73
5.4 EFEITO DA PRÉ-FISSURAÇÃO NA CAPACIDADE DE CARGA PÓS- INCÊNDIO.....	74
6 CONCLUSÃO.....	76
7 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	78
REFERÊNCIAS.....	79

1 INTRODUÇÃO

De acordo com Campos e Miranda (2005) a humanidade, há milhares de anos, dominou a técnica de produzir fogo, e esta trouxe uma mudança tremenda em seu comportamento. A partir dessa habilidade foram desenvolvidas diversas outras que nos ajudaram a sobreviver e moldar a civilização para chegar ao nível atual.

O fogo foi a primeira forma de energia dominada pelo homem e de acordo com o manual do Corpo de Bombeiros Militar do Distrito Federal (CBMDF, 2009) ele é definido como uma reação química entre um material combustível e o ar, que ao aquecer produz luz e calor de forma sustentável. O incêndio, por sua vez, é dito no mesmo manual como sendo: “*O fogo que foge do controle do homem, queimando tudo aquilo que não é destinado a queimar*” (CBMDF, 2009).

Vários incêndios ficaram marcados na história, entre eles temos o incêndio em Roma, no ano 64 D.C; o do teatro Iroquois (em 1903), e o opera Rhoads (em 1908) nos Estados Unidos (SILVA, 2012). No Brasil, os registros mais conhecidos vem da década de 70, com a verticalização das cidades, que foram os desastres do edifício Andraus e do edifício Joelma, ambos em São Paulo (SILVA, 2012).

Um incêndio mais recente de grandes proporções foi o referente ao edifício Wilton Paes de Almeida, que segundo Pachêco, Couto e Helene (2019), após apenas 80 minutos a estrutura entrou em colapso e levou a óbito sete pessoas, surpreendendo a engenharia de estruturas de concreto. Considerando a baixa condutividade térmica do concreto (ALBUQUERQUE, 2012) e as dimensões mínimas dos elementos estruturais em concreto armado definidas a partir das prescrições da ABNT NBR 14432:2001 (Exigências de Resistência ao Fogo de Elementos Construtivos de Edificações) e da ABNT 15200:2012 (Projeto de estruturas de Concreto em Situação de Incêndio), o colapso do prédio teria ocorrido de forma prematura.

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2015) o concreto armado é um composto de concreto (água, cimento, agregados e eventualmente adições e aditivos) com armadura de aço. Por se tratar de um material heterogêneo, o seu comportamento ao fogo depende de seus componentes e isso pode gerar problemas que provoquem redução da resistência do elemento estrutural, podendo levar a estrutura ao colapso.

Segundo Hibbeler (2008), na análise de elementos estruturais, as vigas são importantes para a estabilidade das edificações. De acordo com Carvalho e

Figueiredo Filho (2015) as vigas sofrem qualquer carregamento vertical, do qual geram-se principalmente os esforços decorrentes da flexão (momento fletor e esforço cortante). Por ter uma configuração mais simples que a maioria dos outros elementos estruturais, torna-se mais visual os efeitos do fogo perante seu funcionamento.

Segundo Zhang *et al.* (2021), as estruturas de concreto quando submetidas a incêndios estão em serviço, portanto, trabalhando carregadas sob tensões que produzem deformações e fissuras nos elementos estruturais, o que podem vir a serem fatores não favoráveis a manutenção da integridade estrutural, especialmente mediante sinistros de incêndios, podendo levar a maiores danos em menor intervalo de tempo.

Segundo Silva (2018), o Brasil precisa de mais pesquisadores e estudos sobre o concreto em situação de incêndio. Objetivando contribuir no aumento de conhecimentos referentes a análise de estruturas pós-incêndio, esse trabalho visa avaliar o nível de redução da resistência à flexão de vigas em concreto armado, considerando a influência de pré-dano sobre elas, após submetidas ao fogo, simulando-se situação de incêndio. Isso a partir de protótipos de vigas confeccionados em concretos de resistência usual no estado de Sergipe.

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GERAL

Analisar o efeito dos danos de um incêndio sobre a resistência à flexão de vigas de concreto armado, moldadas com concreto convencional, utilizado usualmente no estado de Sergipe.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Analisar a perda de capacidade de carga dos protótipos de vigas quando submetidas a duas faixas de temperaturas comuns em sinistros de incêndio;
- Avaliar a influência da pré-fissuração na intensificação do dano provocado pelo fogo após exposição as duas faixas de temperaturas objetos de análises;
- Avaliar a influência do posicionamento dos elementos estruturais no níveis de danos sofridos por eles perante exposição ao fogo;
- Avaliar a influência da pré-fissuração no nível de degradação, *spalling* ou perda de carga, dos elementos avaliados.

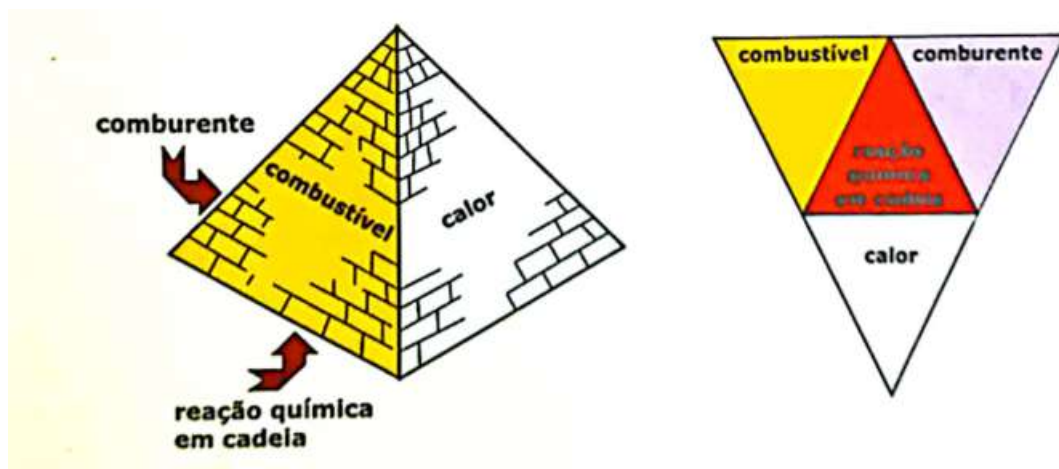
3 REFERENCIAL TEÓRICO

Para uma melhor compreensão do trabalho, nesse capítulo serão expostos algumas definições quanto ao fogo e o comportamento dos materiais em caso de sinistro de incêndio, que são essenciais para o entendimento do que é proposto pelo trabalho.

3.1 INCÊNDIO

O CBMDF (2009) define o incêndio como sendo o fogo que sai do controle do operador, queimando o que não era objetivo e assim trazendo riscos humanos e materiais. Para que o fogo exista são necessários quatro elementos essenciais, os quais são demonstrados pelo tetraedro do fogo: Calor, combustível, comburente e a reação em cadeia, como apresentado pela Figura 01.

Figura 01: Tetraedro do fogo.



Fonte: Britez (2011, adaptado de SEITO *et al.* 2008).

De acordo com CBMDF (2009), define-se calor, comburente e combustível como sendo, respectivamente:

- a) **Calor:** “é o componente energético do fogo e será o componente responsável pelo início da combustão”.

- b) **Comburente:** *“é a substância que reage com os gases combustíveis liberados na pirólise, também conhecida como agente oxidante. Na maioria das vezes, o comburente será o oxigênio, elemento presente na atmosfera terrestre”.*
- c) **Combustível:** *“é o elemento definido como o campo de propagação do fogo. É todo material capaz de queimar quando aquecido e mantém a combustão”.³*

(Grifo nosso).

Já sobre a Reação em Cadeia, segundo o Corpo de Bombeiro da Polícia Militar do Estado de São Paulo (CBMPMESP,2006) *“é a reação que torna a queima autossustentável. O calor irradiado das chamas atinge o combustível e este é decomposto em partículas menores, que se combina com o oxigênio e queimam, irradiando outra vez calor para o combustível, formando um ciclo constante”.*

3.1.1 Fases do Incêndio

De acordo com o manual de combate a incêndio do CBMDF (2009), o incêndio é dividido em quatro fases, sendo essas fases as seguintes: fase inicial, fase crescente, fase totalmente desenvolvida e fase final.

a) **Fase inicial:** Essa fase inicia-se com a ignição de um material, neste momento no ambiente existe bastante suprimento de combustível e comburente (oxigênio) e a temperatura é baixa. A Figura 02 mostra uma imagem demonstrativa de um caso de incêndio em fase inicial.

Figura 02: Fase inicial.



Fonte: CBPMESP (2006).

b) **Fase crescente:** A combustão continua e se intensifica, a fumaça e os gases quentes sobem por convecção e a temperatura sobe em um curto intervalo de tempo, inicia-se a ignição de mais materiais combustíveis até que no final dessa fase ocorre o *flashover*. A Figura 03 mostra uma ilustração dessa fase do incêndio:

Figura 03: Fase crescente.



Fonte CBMDF (2009).

c) **Fase totalmente desenvolvida:** Essa fase inicia-se com o *flashover*, que é a generalização do incêndio, todos os materiais combustíveis iniciaram o processo de queima. A Figura 04 mostra uma ilustração do *flashover*.

Figura 04: Flashover.



Fonte: CBPMESP (2006).

d) **Fase Final:** É a fase em que o fogo entra em declínio após consumir a maior parte do combustível e comburente. A concentração de oxigênio diminui e quando for inferior a 15%, as chamas se extinguirão, restará somente brasas, e a temperatura do ambiente tenderá a baixar. A Figura 05 corresponde a uma ilustração dessa fase final do processo.

Figura 05: Fase final.

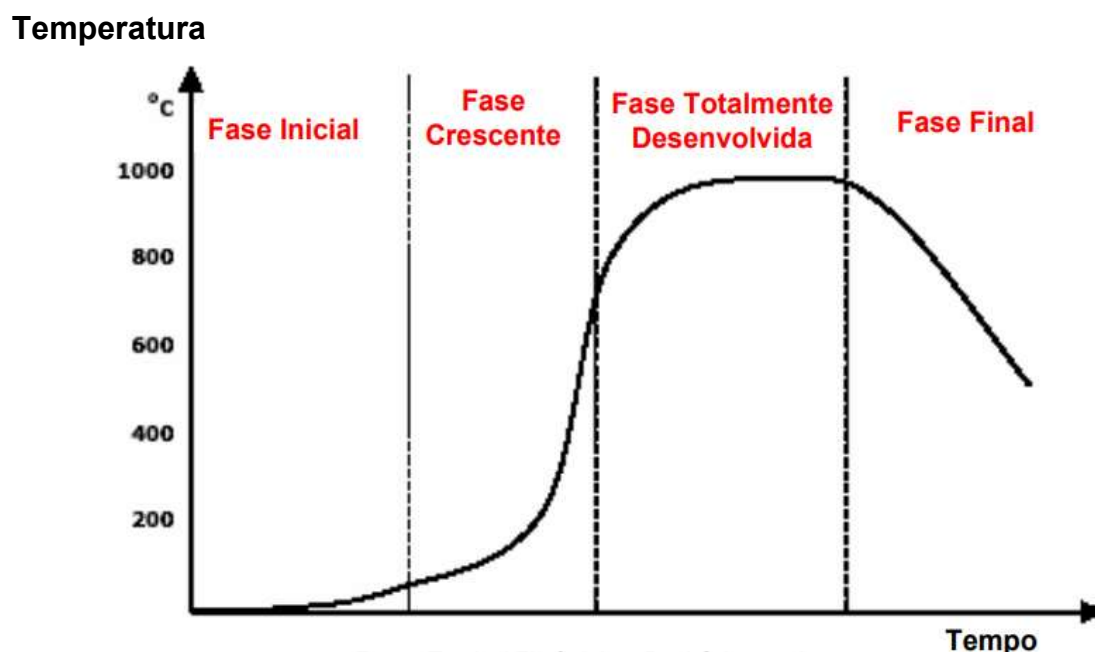


Fonte: CBPMESP (2006).

Na literatura encontra-se pequenas diferenças entre as definições dessas fases. O manual do CBPMESP (2006) e Albuquerque (2012), por exemplo, consideram que existem três fases do incêndio: Estágio de Crescimento, Estágio de Pleno Desenvolvimento e Estágio de declínio. Já o manual do CBMDF (2009) divide

em quatro fases. A diferença entre os dois modelos é que o Estágio de Crescimento do primeiro modelo compreende a Fase Inicial e Fase de Crescimento do segundo. O Gráfico 01 mostra as fases do incêndio conforme adotado neste trabalho e a relação temperatura x tempo.

Gráfico 01: Fases do incêndio.



Fonte :Adaptado de CBMDF (2009).

3.1.2 Curva de incêndio-padrão

Segundo Albuquerque (2012), a curva de incêndio-padrão é uma padronização obtida com consenso no meio técnico para que possa servir de parâmetro para o dimensionamento de estruturas em situação de incêndio. Isso porque, a curva de incêndio-real é de difícil determinação e depende de diversos fatores como por exemplo: geometria do ambiente, quantidade e tipo de carga de incêndio, grau de ventilação e etc.

De acordo com Phan (1996) as curvas de incêndio-padrão mais comuns utilizadas em estudos são as curvas: ISO 834, ASTM E119 e JIS A 1304. A ABNT NBR 14432:2001 recomenda o uso da Equação 01, que é baseada na curva ISO 834. Essa curva é mostrada no Gráfico 02 a seguir.

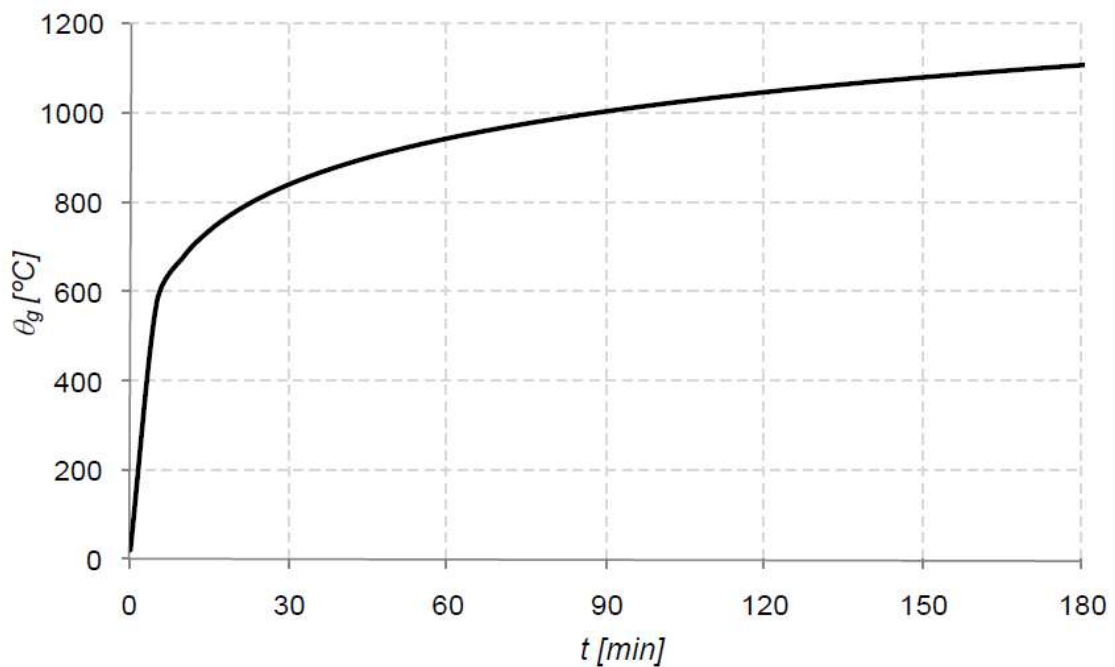
$$\theta_g = 345 \log_{10}(8t + 1) + \theta_{g,0} \quad (\text{Eq. 01})$$

Onde: θ_g = Temperatura dos gases no ambiente em chamas (°C).

$\theta_{g,0}$ = Temperatura dos gases no instante t_0 .

t = Tempo (min).

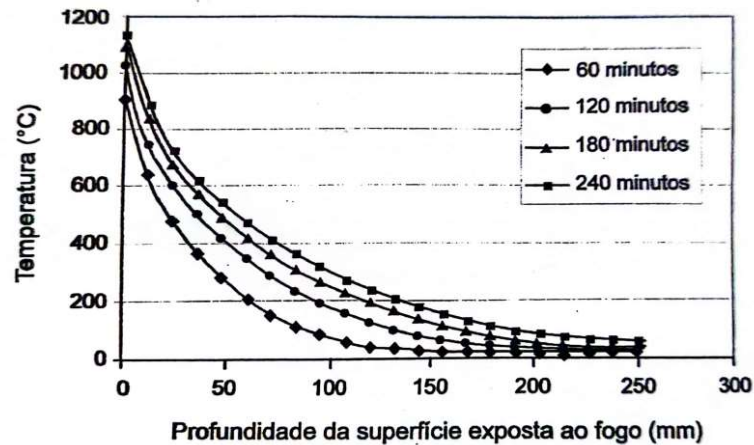
Gráfico 02: Curva de incêndio padrão (ISO 834).



Fonte :Klein Junior (2011).

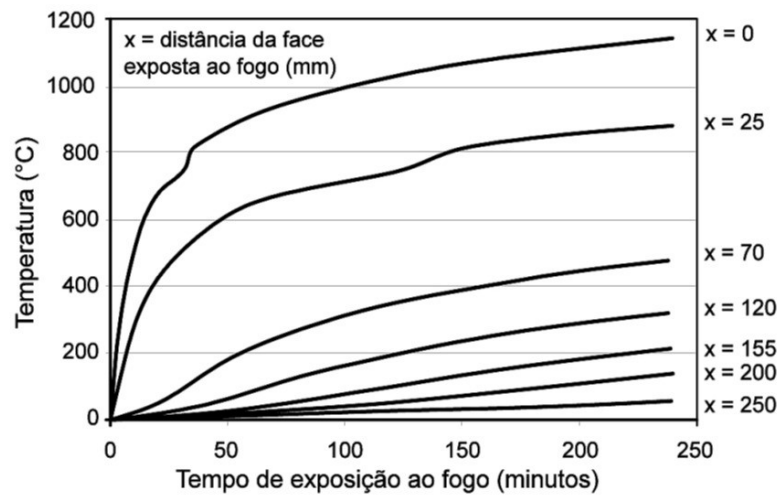
Ongah *et al.* (2002, *apud* BRITZ e COSTA, 2011), em seus estudos, através de um modelo de fluxo de calor, simulando numericamente um incêndio em paredes de concreto chegou aos Gráficos 03 e 04 que demonstram a evolução da temperatura nas camadas mais internas do concreto.

Gráfico 03: Evolução da temperatura nas camadas do concreto em função do tempo.



Fonte :Ongah *et al.* (2002, *apud* Brites e Costa, 2011).

Gráfico 04: Distribuição de temperatura das camadas em relação ao tempo de exposição.



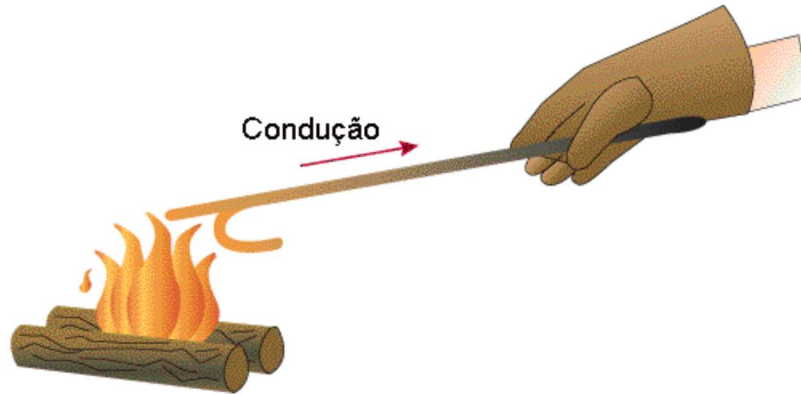
Fonte :Ongah *et al.* (2002, *apud* Brites e Costa, 2011).

3.1.3 Transferência de Energia Térmica (Calor)

Segundo Hallyday, Resnick e Walker (2000), o calor é a energia térmica em movimento, o qual transfere energia do corpo com mais energia para o de menor energia até que se alcance o equilíbrio e isto pode ocorrer através de três fenômenos: condução, convecção e radiação.

De acordo com o CBPMESP (2006), a condução térmica é a passagem do calor através do contato direto de moléculas mais agitadas (maior energia térmica) para as menos agitadas, como apresentado pelo Figura 06.

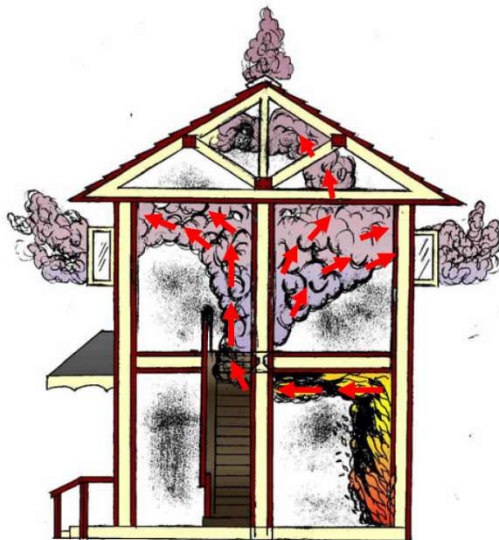
Figura 06: Transferência de calor por condução.



Fonte: CBMDF (2009)

A convecção é um fenômeno de transferência de calor que ocorre em fluídos, onde o fluído em contato com uma fonte de calor ganha energia térmica, há um distanciamento entre as moléculas tornando-o menos denso, e devido a diferença de densidade há um deslocamento desse fluído menos denso e mais quente para cima (CBMDF2009), como ilustrado pela Figura 07.

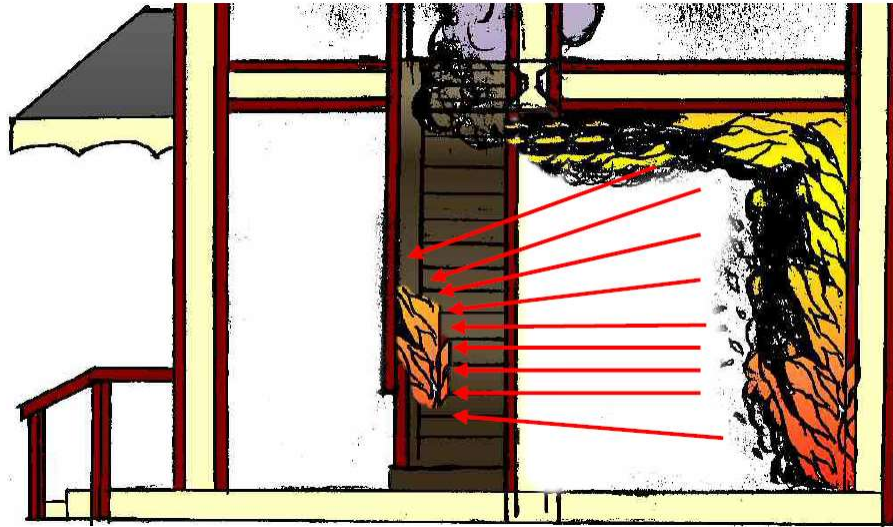
Figura 07: Fenômeno da convecção ocorrendo em um incêndio.



Fonte: CBMDF (2009)

Segundo Hallyday, Resnick e Walker (2000), o fenômeno da transferência térmica por radiação ocorre através de ondas eletromagnéticas e não precisa de um meio para que ocorra, como demonstrado pela ilustração da Figura 08.

Figura 08: Efeito da radiação durante um incêndio.



Fonte: CBMDF (2009)

3.2 CONCRETO

Neste tópico serão expostas propriedades a serem analisadas em concretos sob altas temperaturas, para que seja possível contribuir no entendimento do que acontece com esse compósito na situação de incêndio.

Segundo Britez e Costa (2011), o concreto é reconhecido por apresentar boa resistência a altas temperaturas, decorrente, entre outros fatores, de sua incombustibilidade e da sua baixa condutibilidade térmica. Além de não gerar fumaça, o que impacta positivamente em princípios da segurança contra incêndio e pânico. Para análise do concreto nessas condições, algumas características térmicas são essenciais, são elas: difusividade térmica, condutividade térmica, calor específico e massa específica.

3.2.1 Condutividade Térmica

Segundo Neville (2016), a condutividade térmica mede a capacidade de transferência de calor de um ponto a outro e é definida pela relação entre fluxo de calor e o gradiente de temperatura. Em Morales, Campos e Faganello (2011) é dito que a condutividade térmica do concreto varia de 1.4 a 3.6 J/m²s°C indicando que o concreto é um mau condutor de temperatura.

De acordo com Albuquerque (2012), a condutividade térmica no concreto reduz com o aumento da temperatura e abaixo dos 100°C a água tem bastante influência nesse quesito. Ainda de acordo com esse autor, o concreto é composto geralmente de 60% a 80% de agregado e por isso esse componente tem efeito bastante importante sobre seu comportamento, além disso o teor de umidade do concreto influencia, já que a água transmite mais calor que o ar. A Tabela 01 a seguir explicita a situação acima descrita.

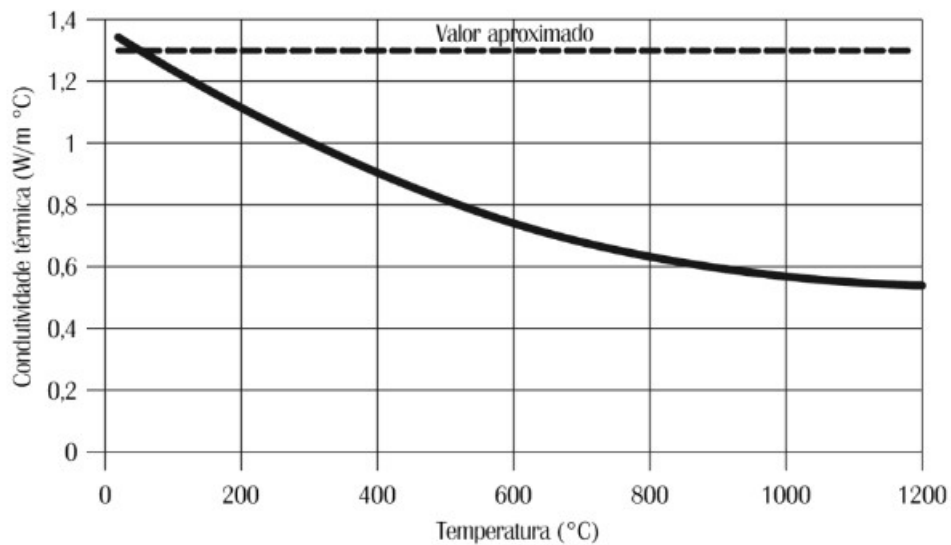
Tabela 01: Condutividade térmica de alguns materiais.

Material	Condutividade térmica (W/m°C)
Agregados	0,7 - 4,2
Concretos saturados	1,0 - 3,6
Pasta de cimento endurecida saturada	1,1 - 1,6
Água	0,515
Ar	0,0034

Fonte: Albuquerque (2012, p. 50).

Em Silva (2012), há concordância sobre a redução da condutividade com o aumento de temperatura, e além disso o autor cita fórmulas para a determinação da condutividade advindas da ABNT NBR 15200:2012 (Projeto de Estruturas de Concreto em Situação de Incêndio), mas de forma simplificada e conservadora o autor se utiliza da norma e considera uma constante de 1,3 W/m°C, lembrando que, este valor é utilizado para concretos convencionais. Essa curva de condutividade é demonstrada no Gráfico 05.

Gráfico 05: Condutividade térmica.

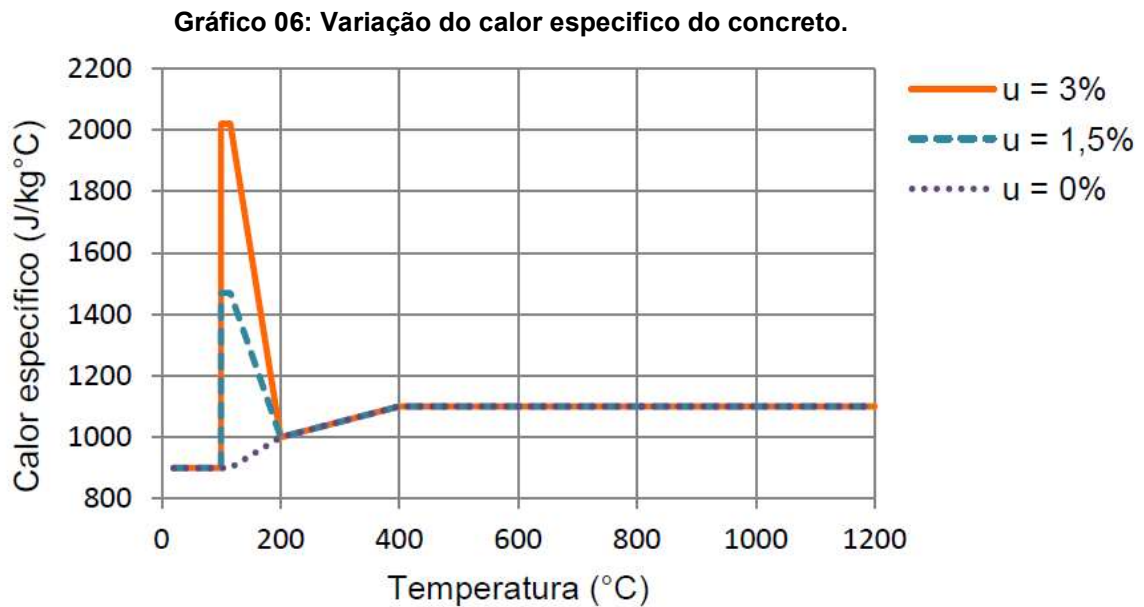


Fonte: Silva (2014, p. 49).

3.2.2 Calor específico

O calor específico é definido pela FIB (2007) como a capacidade térmica do concreto (quantidade de energia para variar a temperatura), cuja relação é feita entre unidades de massa e temperatura. De acordo com Britez e Costa (2011), a relação quantitativa entre argamassa e agregados não influenciam sensivelmente o calor específico, pois essas partes integrantes do concreto tendem a ter valores bem próximos para essa propriedade térmica. Porém, um fator que influencia é o teor de umidade, visto que a água tem um alto valor de calor específico.

No Gráfico 06 é possível identificar que no intervalo de 100°C a 200°C, a influência da umidade denota uma maior quantidade de energia para que se tenha o aumento de temperatura. Segundo NBR 15200:2012, a relação entre o calor específico de um concreto com umidade, em peso, de 3% com relação a um concreto com 0% pode ser até 2 vezes maior em determinado momento.

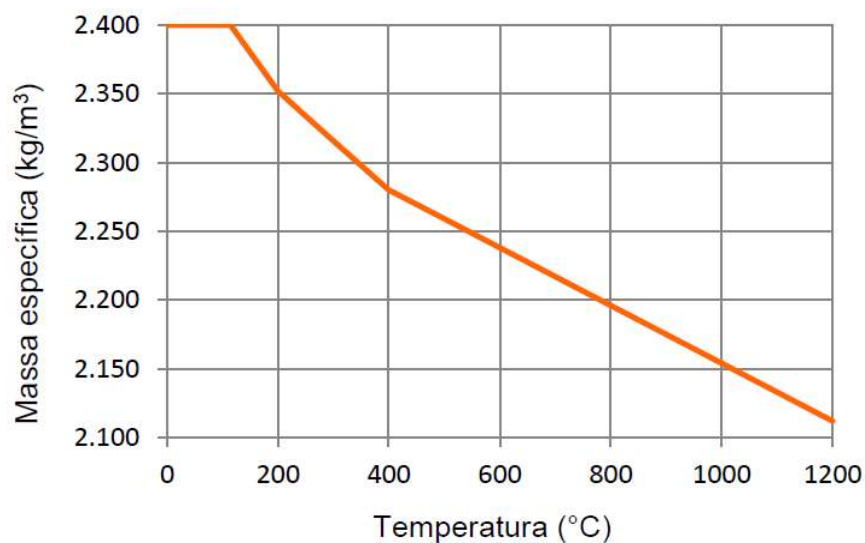


Fonte: Albuquerque (2012).

3.2.3 Massa Específica (Densidade)

Segundo a ABNT NBR 15200:2012 existe uma perda de densidade do concreto em altas temperaturas, devido principalmente a perda de água durante o ganho de temperatura, já Brites e Costa (2011) também relatam uma perda de densidade (massa específica) do concreto devido a dissociação do agregado provocando aumento de vazios. A variação dessa característica pode ser vista no Gráfico 07.

Gráfico 07: Variação da massa específica do concreto com a temperatura.



Fonte: Albuquerque (2012).

3.2.4 Difusividade Térmica

Segundo Neville (2016), a difusividade térmica é a velocidade de variação da temperatura no interior do objeto, ou seja, o quão fácil ou difícil é fazer o material variar de temperatura. Ainda de acordo com o mesmo autor, esta propriedade é influenciada pelo teor de umidade do concreto. Segundo Britez e Costa (2011), a difusividade térmica é definida pela Equação 02, cujo comportamento para o concreto é demonstrado pelo Gráfico 08.

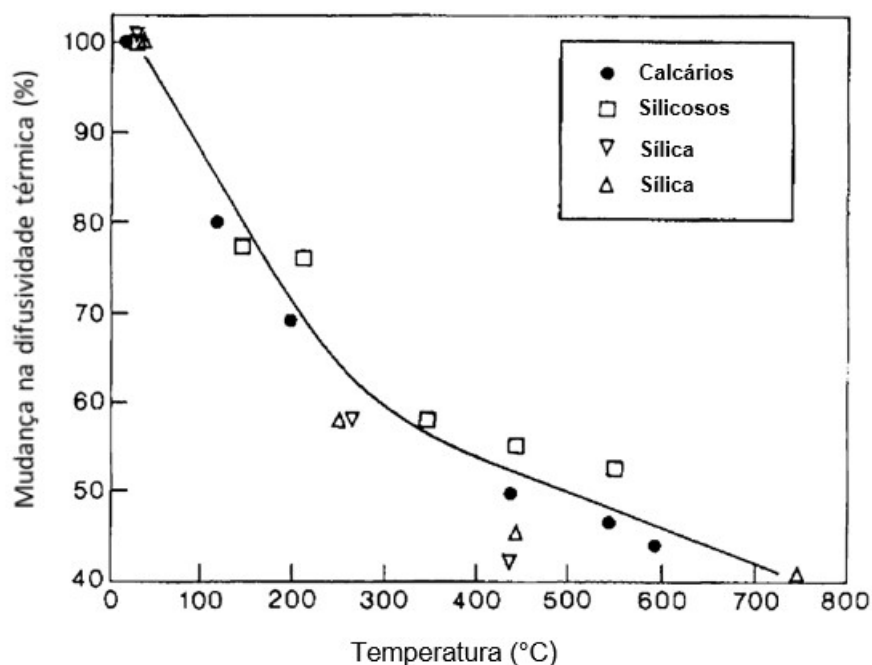
$$D = \frac{\lambda}{\rho \cdot c} \quad (\text{m}^2/\text{s}) \quad (\text{Eq. 02})$$

Onde: λ : Condutividade térmica do material.

ρ : Densidade;

c : Calor específico absoluto.

Gráfico 08: Difusividade térmica x temperatura.



Fonte: *Bulletin CEB-fib n°38* (2007).

3.2.5 Efeito da Temperatura nas Propriedades Mecânicas do Concreto

O concreto é um compósito formado pela mistura de materiais: Cimento, água e agregados miúdo e graúdo (geralmente areia e brita, respectivamente), além de adições e aditivos. Assim quando submetido a altas temperaturas, tem-se dificuldade em determinar de forma precisa e generalista quais efeitos irão surgir devido ao comportamento diverso de cada um de seus componentes.

Segundo a FIB (2007), o que determina o comportamento do concreto em altas temperaturas são os agregados. Indo mais a fundo, Brites e Costa (2011) indica que as principais razões dessa linha de raciocínio são baseadas nos seguintes itens:

- a)** Nos concretos, os agregados compreendem grande parte do volume total, principalmente os comuns, nos quais, os valores giram em torno de 60% a 80%;
- b)** O desempenho do concreto em altas temperaturas pode sofrer o efeito da variação das propriedades do agregado;
- c)** Cada tipo de agregado reage de forma diferente ao calor. A estabilidade física e química é o principal coeficiente no comportamento do concreto aquecido, ou seja, o agregado tem bastante influência sobre o comportamento do concreto;
- d)** Com o aquecimento, podem surgir eventuais dilatações e contrações na pasta de cimento, assim, o agregado também tem a função de conter essas variações.

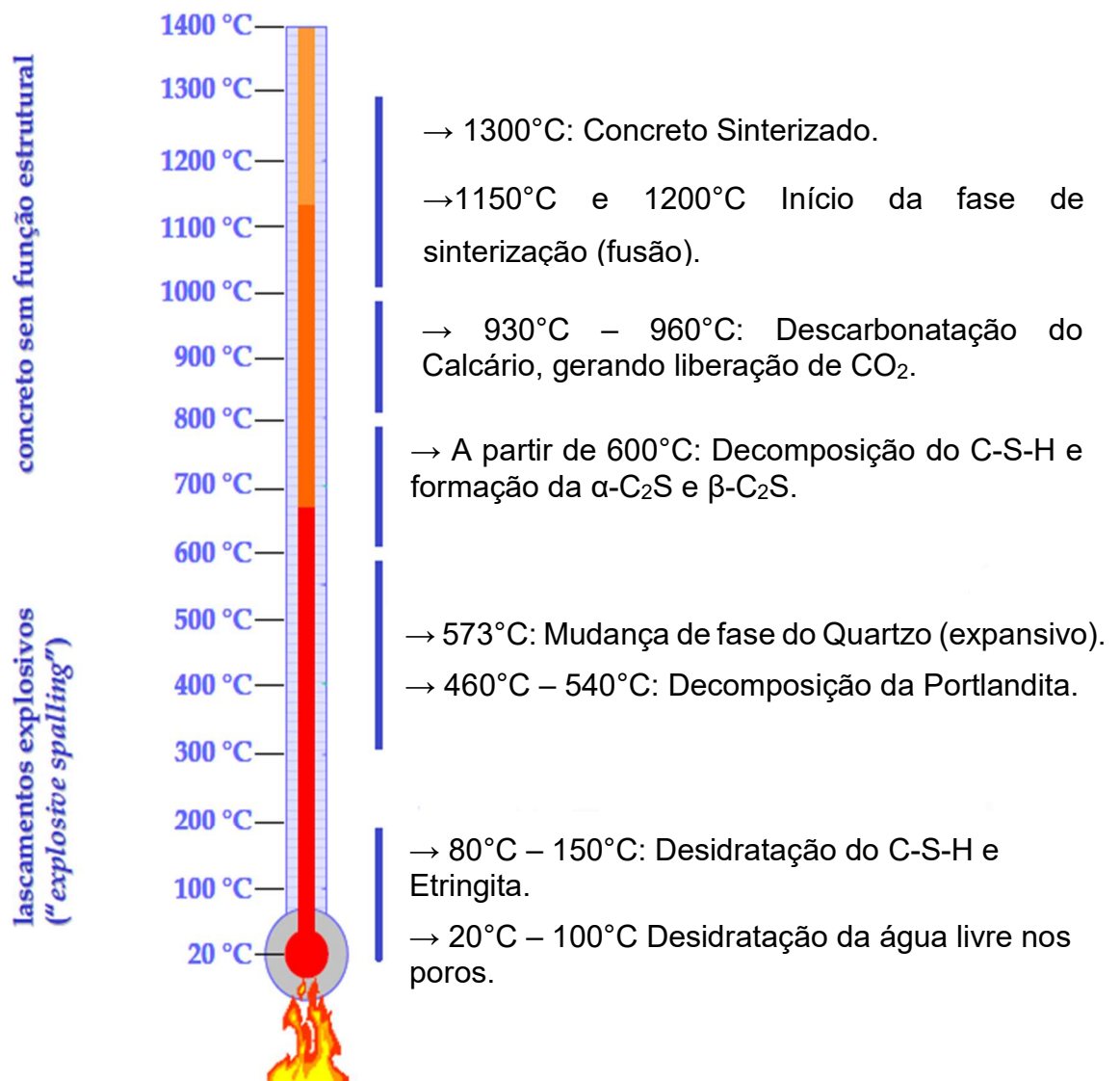
Segundo Neville (2016), a temperatura que deve ser observada é a do próprio concreto e não a do fogo ou dos gases. Segundo Khouri (2000b, apud KLEIN JÚNIOR), alguns marcos são característicos do concreto quando aquecido como demonstra a Figura 09.

É importante salientar que os produtos de hidratação do cimento que conferem resistência a pasta e ao concreto são, de acordo com Mehta (2008):

- a)** CSH: Silicato de cálcio hidratado (Figura 10), é o produto da hidratação do C_3S e do C_2S .
- b)** $Ca(OH)_2$: Portlandita (Hidróxido de cálcio) – ver Figura 10, quando na reação os sulfatos já foram consumidos formando a etringita e o teor de sulfatos se torna baixo, os íons de cálcio restantes formam a portlandita, outra situação é quando existe grande teor de C_3A que reage formando também portlandita.
- c)** C_6ASH_{32} : Sulfoaluminato de cálcio (etringita) – ver Figura 11, é produto da hidratação da reação sulfato/alumina.

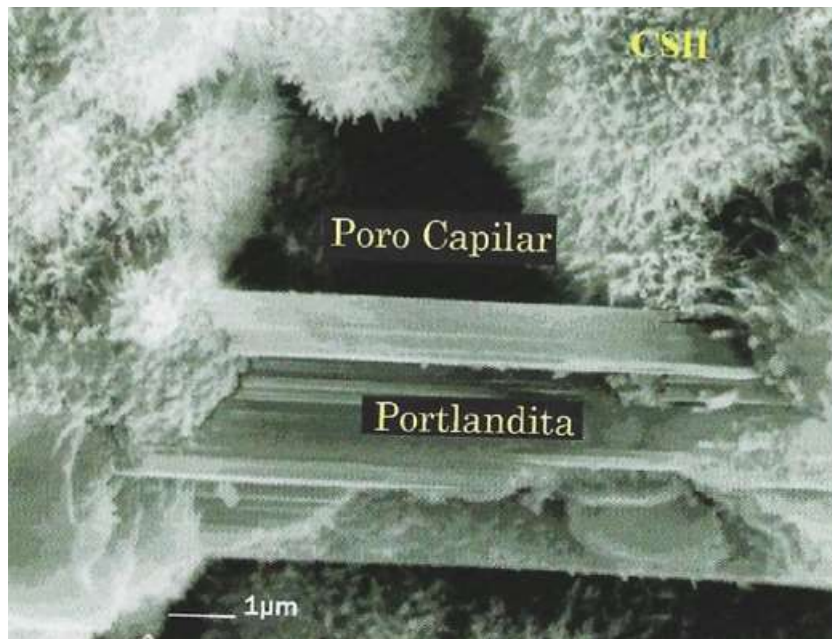
Com o aumento da temperatura ocorre a decomposição desses produtos conforme Figura 09. Comprometendo a integridade química do concreto, reverberando em perda de diversas características do concreto, principalmente a resistência as diversas solicitações.

Figura 09: Efeito da temperatura no concreto.



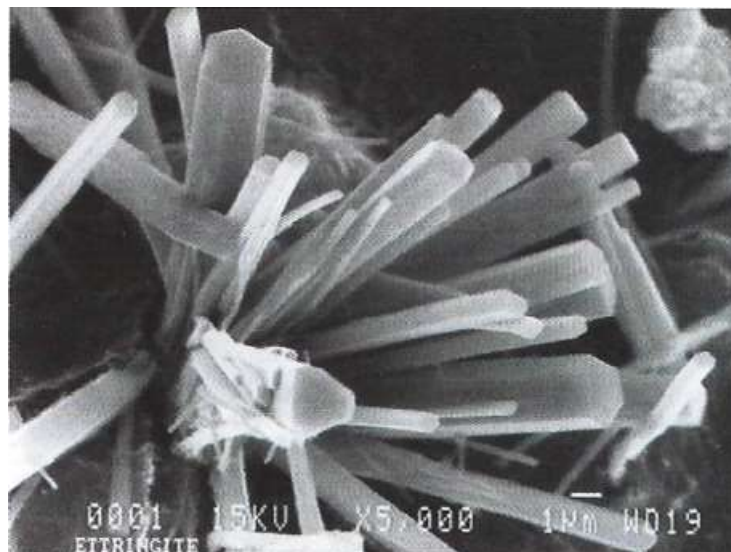
Fonte: Adaptado de Costa(2008), Hager (2013), Robert, Colina e Debicki. (2014).

Figura 10: Imagem microscópica do CSH e portlandita.



Fonte: Robert, Colina e Debicki. (2014).

Figura 11: Imagem microscópica da etringita.



Fonte: Robert, Colina e Debicki. (2014).

3.2.5.1 Resistência mecânica do concreto

De acordo com NBR-15200:2012, a resistência à compressão do concreto diminui com o aumento da temperatura, conforme a Equação 03, porém a mesma só determina o cálculo para concretos com agregados predominantemente silicosos, já Albuquerque(2012) vai além e através da mesma fórmula, incluindo novos

coeficientes para determinação também da perda para materiais predominantemente calcários conforme mostra a Tabela 02. Tanto a norma quanto Albuquerque (2012) informam que para valores intermediários, pode-se utilizar da interpolação linear para determinação do coeficiente.

$$f_{c,\theta} = k_{c,\theta} \cdot f_{ck} \quad (\text{Eq. 03})$$

Onde:

$f_{c,\theta}$: Resistência residual do concreto a temperatura θ .

$k_{c,\theta}$: Coeficiente de redução da resistência a compressão a temperatura θ .

Tabela 02: Fatores de perda de resistência a compressão.

Temperatura do concreto em °C	Kc,θ (adimensional)	
	Agregados Silicosos	Agregados Calcáreos
20	1,00	1,00
100	1,00	1,00
200	0,95	0,97
300	0,85	0,91
400	0,75	0,85
500	0,60	0,74
600	0,45	0,6
700	0,30	0,43
800	0,15	0,27
900	0,08	0,15
1000	0,04	0,06
1100	0,01	0,02
1200	0,00	0,00

Fonte: Albuquerque (2012).

3.2.5.2 Resistência à Tração

A resistência ao fenômeno de tração no concreto é baixa em relação ao fenômeno oposto, assim, conforme relata Klein Junior (2011), a resistência de tração por ser baixa, é normalmente desconsiderada, de forma conservadora, em temperaturas altas e normais para fins de projeto. Segundo o mesmo autor, caso seja necessário a consideração desse fenômeno, é possível utilizar das Equações 04 ou

05 para determinação do coeficiente $K_{c,t}(\theta)$, aplica-lo na Equação 06 e assim determinar a perda de capacidade resistiva. Observando a variação da resistência a tração com a variação de resistência a compressão é possível perceber que a primeira decai mais rapidamente e em temperaturas menores.

$$K_{c,t}(\theta) = 1,0 \quad \text{se} \quad 20^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 100^{\circ}\text{C} \quad (\text{Eq. 04})$$

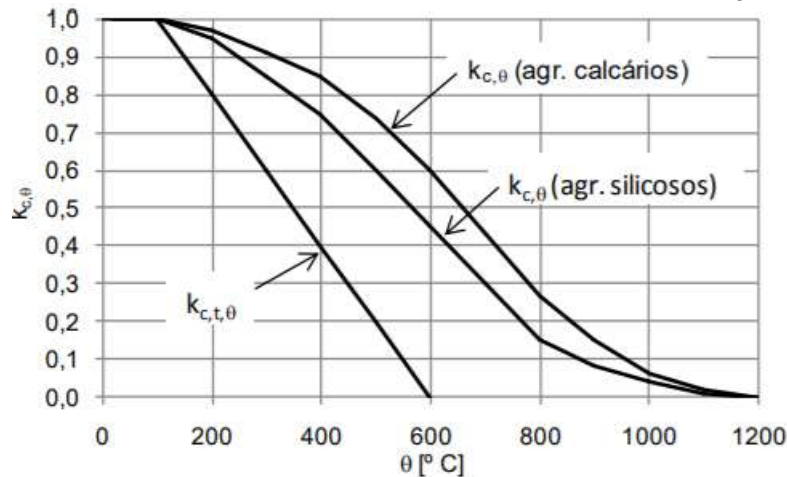
$$K_{c,t}(\theta) = 1,0 - 1,0 \cdot \frac{(\theta-100)}{500} \quad \text{se} \quad 100^{\circ}\text{C} < \theta \leq 600^{\circ}\text{C} \quad (\text{Eq. 05})$$

Aplicando o coeficiente de perda de resistência a tração na formula a seguir, tem-se uma estimativa da perda da resistência à tração.

$$f_{c,\theta} = k_{ct,\theta} \cdot f_{ck} \quad (\text{Eq.06})$$

Aplicando em um gráfico e comparando com a perda de resistência a compressão, tem-se o Gráfico 09.

Gráfico 09: Coeficientes de redução das resistências a tração e compressão do concreto.



Fonte: Klein Junior (2011).

Um contraponto sobre a importância da resistência a tração é explicado por Kodur(2014). Segundo o autor, a resistência a tração do concreto tem bastante importância sobre o comportamento do material em altas temperaturas, visto que as fissurações do concreto ocorrem principalmente devido a tensões internas de tração,

sendo assim importante levando em consideração a expansão dos agregados a partir de certas temperaturas.

3.2.6 Lascamento (*Spalling*)

O lascamento segundo Nince (2006) é o desprendimento ou deslocamento de pedaços ou camadas de concreto, de forma violenta ou não, como mostrado na Figuras 12 e 13, que tem sua ocorrência devido a altas temperaturas ou gradiente elevado entre sua parte em contato com o fogo com a parte mais interna do objeto em análise. O *spalling* segundo Britez e Costa (2011) é dividido em diferentes tipos conforme a Tabela 03.

Figura 12: *Spalling* em estrutura de concreto armado.



Fonte: Lima (2005, Apud Silva, 2013).

Figura 13: *Spalling* em viga de concreto armado.



Fonte: Cavalcante e Silva (2013)

Tabela 03: Tipos de *spalling* e agentes influenciadores, segundo o boletim CEB-fib n° 38 (2007).

Tipos de <i>Spalling</i>	Tempo de ocorrência (probabilístico)	Natureza	Aspectos sonoros	Gravidade	Influências principais
Agregado	entre 7 e 30 minutos	Fendilhamento/ rachaduras	pequenos estalos	superficial	H,A,S,D,W
Aresta	entre 30 e 90 minutos	não violento	nenhum	pode ser severa	T,A, Ft, R
Superficial	entre 7 e 30 minutos	violento	ocorrência de rachaduras	pode ser severa	H,W,P, Ft
Explosivo	entre 7 e 30 minutos	violento	explosões barulhentas	severa	H, A, S, Fs, G, L, O, P, Q, R, S, W, Z
Delaminação	Quando o concreto enfraquece (perde capacidade resistente)	não violento	nenhum	Pode ser severa	T, Fs, L, Q, R
Pós-resfriamento	Durante e após o resfriamento por absorção de umidade	não violento	nenhum	pode ser severa	T, Fs, L, Q, R, W1, AT

*Foram preservadas as siglas utilizadas no documento original (CEB-fib Bulletin n°38, 2007), de acordo com a legenda a seguir.

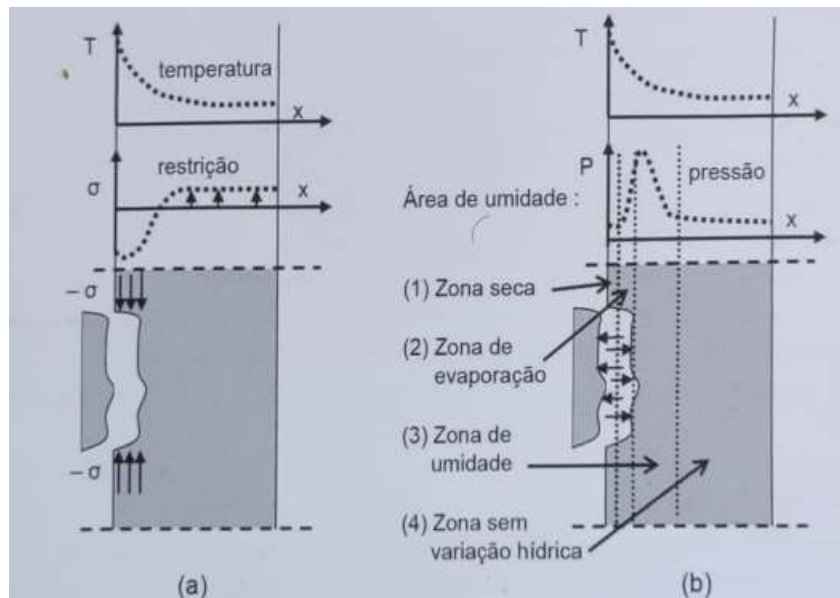
Legenda:

A = Expansão térmica do agregado, D = Difusividade térmica do agregado, Fs = Tensão de cisalhamento do concreto, Ft = Tensão de tração do concreto, G = Idade do concreto, H = Taxa de aquecimento, L = Carga/restrrição, O = Perfil de aquecimento, AT = Tipo de agregado, P = Permeabilidade, Q = Formato (geometria) da seção transversal, R = Armadura, S = Tamanho do agregado, T = temperatura máxima, W = Teor de umidade, Z = Tamanho da seção transversal, W1 = Absorção de umidade.

Fonte: Bulletin CEB-fib n°38 (2007).

De acordo com *fib* (2007), o lascamento tem dois mecanismos de ocorrência: lascamento devido à pressão nos poros e lascamento devido a tensões térmicas, como mostra a Figura 14.

Figura 14: Mecanismos de *spalling*.



Fonte: Robert, Colina e Debicki. (2014)

O aumento de temperatura faz com que o vapor gerado desloque da parte mais quente para a parte mais fria, preenchendo os poros e aumentando a pressão, provocando então o lascamento do concreto. O segundo mecanismo é devido as tensões térmicas que aparecem devido ao gradiente de temperatura, provocando novas tensões no material, as quais podem gerar o lascamento.

3.2.7 Resfriamento

Brik (2021) em seus estudos dividiu o resfriamento em dois tipos: resfriamento lento, onde o objeto aquecido seria resfriado lentamente trocando temperatura com o ambiente e o resfriamento rápido seria através do uso de um material, normalmente água, que ao entrar em contato com o concreto aquecido troca o calor, baixando a temperatura do concreto bruscamente. O resfriamento brusco segundo Souza e Moreno Jr. (2010) provoca grandes gradientes de temperatura afetando de maneira bastante significativa a resistência do concreto. Segundo Brik (2021), O concreto ao ser resfriado de forma brusca, com o uso de água, se reidrata e expande provocando fissuras e até lascamento, reduzindo assim a resistência.

Nos estudos de Souza e Moreno Jr. (2010) e Segalin *et al* (2020), foram utilizados corpos de prova com intuito de experimentar as diferenças de resfriamento a diferentes temperaturas. O primeiro experimentou nas temperaturas de 300°C, 600°C e 900°C e o segundo nas temperaturas de 200°C e 400° C, os dois estudos chegaram à conclusão que a maior perda de resistência ocorre com o resfriamento de forma rápida em todas as temperaturas ensaiadas.

3.2.8 Alguns Estudos Envolvendo Vigas de Concreto em Situação de Incêndio.

3.2.8.1 Pereira *et al.* (2018)

Pereira *et al.* (2018) em seus estudos sobre vigas em situação de incêndio, utilizou-se de 12 vigas, de 12 cm x 20 cm, na seção transversal, e comprimento de 120 cm, com o intuito de experimentar a resistência residual a flexão na curva de incêndio (azul) do Gráfico 10, nos tempos de 60 minutos, 120 minutos e 210 minutos, e com resfriamento feito a temperatura ambiente. Do exposto os autores chegaram aos seguintes resultados, apresentadas na Tabela 04.

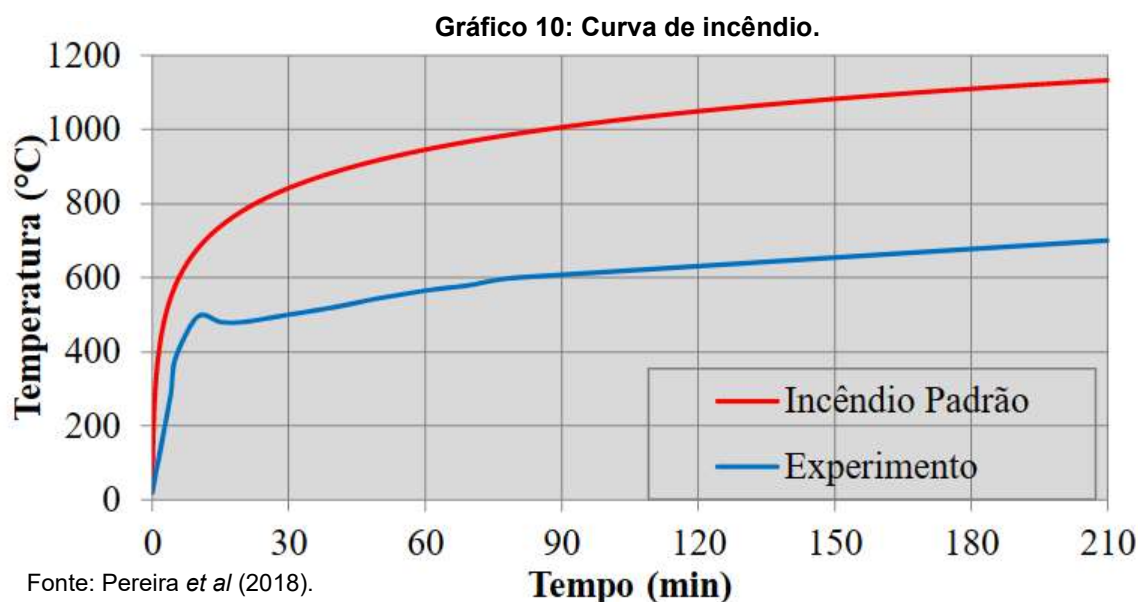


Tabela 04: Resistência de vigas à flexão.

Experimento	Flecha no meio do vão (mm)	Ruptura Experimental (kN)
Ambiente	5,3	78,6
60 min	5,2	77,2
120 min	5,2	75,6
210 min	3,7	47,6

Fonte: Pereira *et al* (2018).

Considerando a relação dos resultados de resistência encontrados com a curva de incêndio utilizada, Pereira *et al.* (2018) chegou à conclusão de que as vigas de concreto armado perdem pouca resistência a flexão até 120 min.

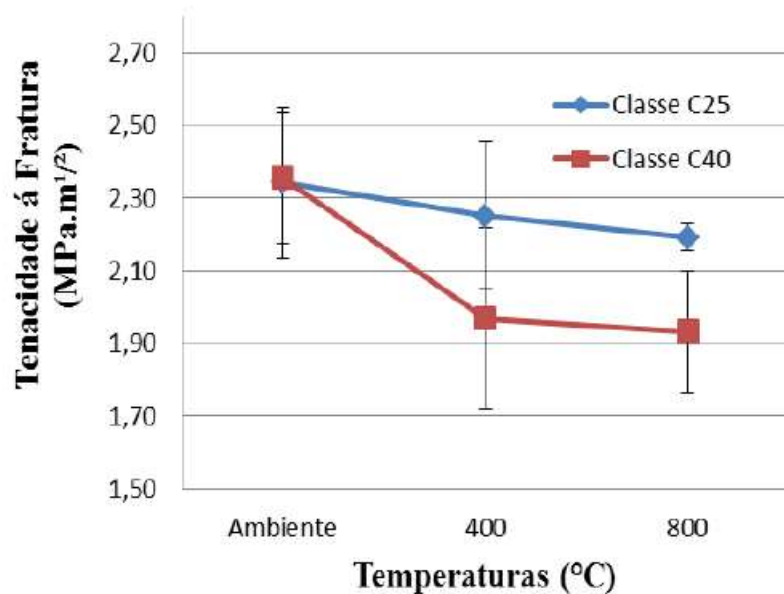
3.2.8.2 Nunes *et al.*(2021)

Nunes *et al* (2021), em seus estudos, verificou a tenacidade à fratura na flexão de corpos de prova de concreto simples, cujas dimensões eram de 80 mm x 80 mm de seção transversal e comprimento de 370 mm. Os corpos de prova foram confeccionados em duas resistências: f_{ck} de 25 MPa e 40 MPa. Posteriormente, exemplares foram aquecidos em 2 grupos de temperaturas para cada resistência e essas foram de 400°C e 800°C. Após isso foi feito ensaio á flexão de 3 pontos para verificação da resistência residual, conforme Figura 15 e chegou-se aos seguintes resultados, conforme o Gráfico 11.

Figura 15: Ensaio de flexão em 3 pontos.

Fonte: Nunes *et al* (2021).

Gráfico 11: Variação da tenacidade com o aumento da temperatura.



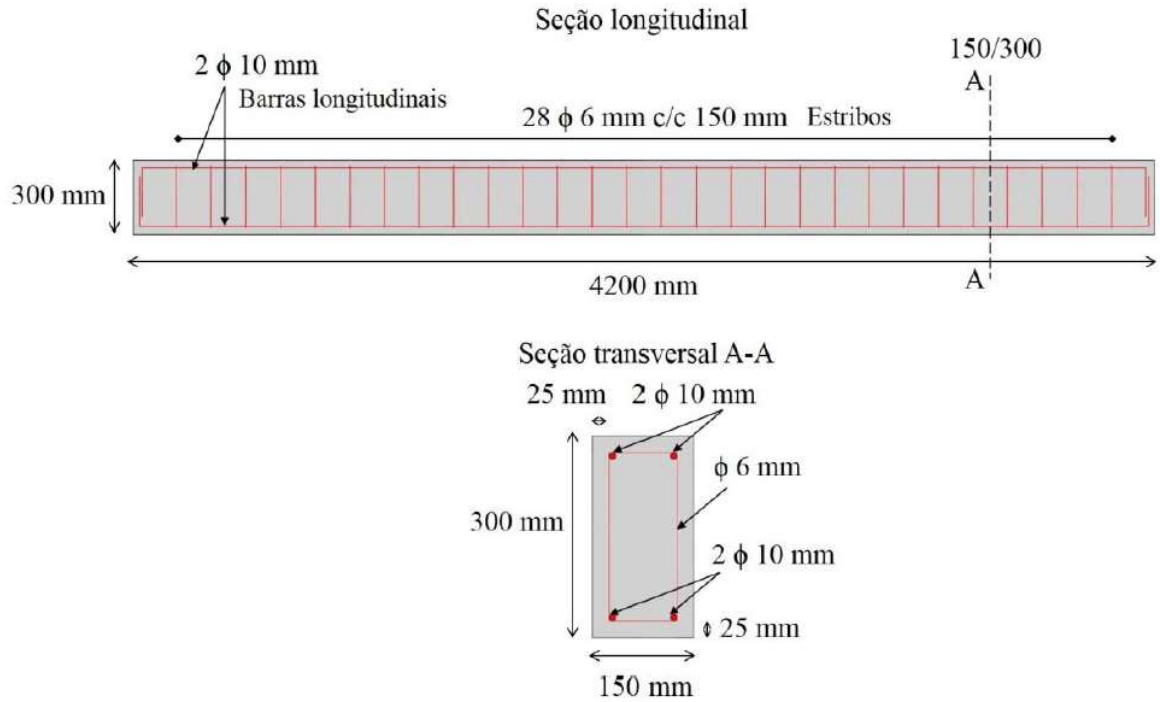
Fonte: Nunes *et al* (2021).

Observando as tabelas, Nunes *et al.* (2021) chegaram as seguintes análises: os corpos de prova com resistência C25 e C40 quando submetidos a temperatura de 400°C perderam respectivamente 4% e 17%, em termos de tenacidade à fratura. Para a temperatura de 800°C a perda, respectivamente foi de 6% e 18%. Assim os autores chegaram à conclusão que o concreto C40 foi mais sensível ao dano provocado pelas altas temperaturas.

3.2.8.3 Albuquerque (2018)

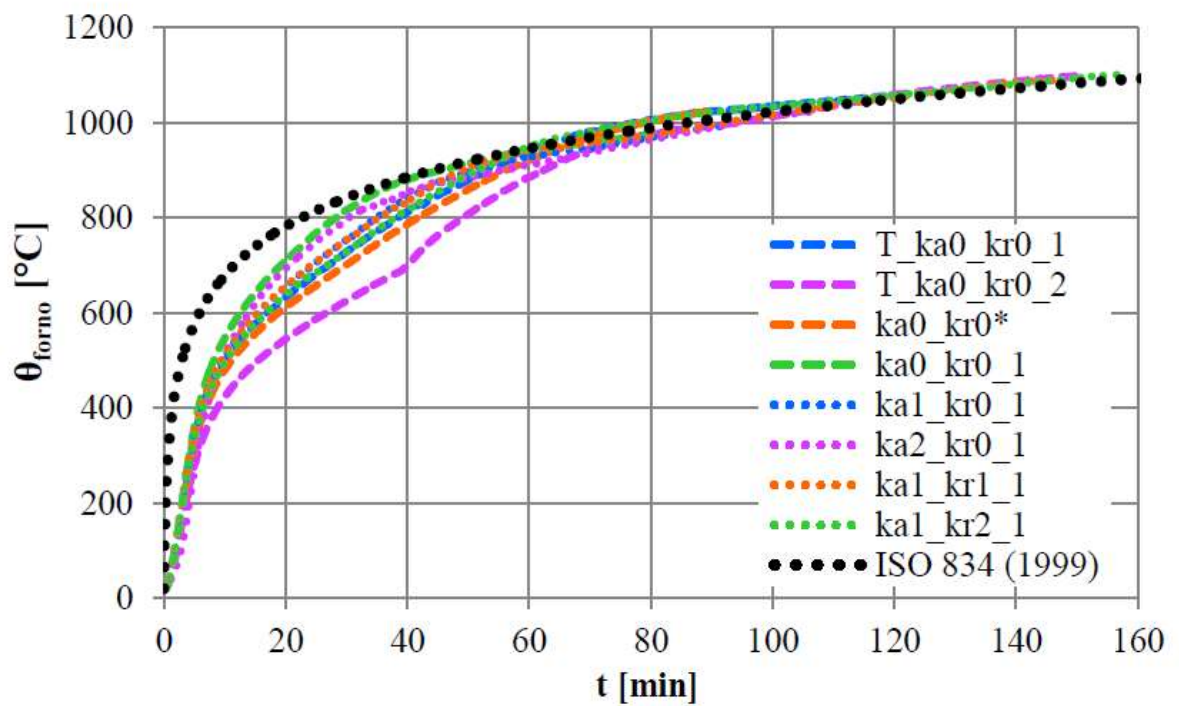
Segundo Albuquerque (2018), em sua tese, faz um estudo referente a diferença da resistência residual à flexão de vigas de concreto armado com diferentes níveis de restrições as quais eram dos seguintes tipos: livre, com restrição axial e com restrição axial e rotacional. As vigas utilizadas pela autora eram conforme Figura 16. O cobrimento nominal foi de 25 mm, concreto de f_{ck} de 25 MPa. As vigas foram aquecidas em um forno elétrico com a curva de incêndio conforme o Gráfico 12.

Figura 16: Vigas utilizadas nos ensaios.



Fonte: Albuquerque (2018).

Gráfico 12: Curvas de incêndio das vigas do ensaio.



Fonte: Albuquerque (2018).

As curvas de incêndio mostradas no Gráfico 12 são referentes as vigas e suas condições de apoio, onde “Ka” e “Kr” são, respectivamente, as restrições axial e rotacional, e os números “0, 1, 2” são os níveis dessas restrições. Posteriormente, as vigas foram submetidas ao ensaio de flexão de quatro pontos e foram encontrados os seguintes resultados da Tabela 05.

Tabela 05: Resistência em relação as restrições.

Referência do Ensaio	Critério de resistência em termos de deslocamento
	T _{crd} (min)
Ka0_Kr0	80,5
ka1_kr0	95
ka2_kr0	103
ka1_kr1	142
ka2_kr1	167
Ka1_kr2	151,5
Obs: Foram utilizados as médias dos valores encontrados.	

Fonte: Adaptado de Albuquerque (2018).

A autora chegou à conclusão que as restrições aos movimentos da viga aumentam sua resistência ao fogo e cita que com o incremento do menor nível de restrição comparado a uma viga simplesmente apoiada houve um ganho de resistência de 18% e quando imposto também restrições de natureza rotacional, esse ganho de resistência ao fogo foi ainda maior.

3.3 AÇO

O aço, de acordo com a ABNT NBR 15200:2012, da mesma forma que o concreto perde resistência com o aumento de temperatura, conforme Tabela 06. Segundo Silva (2012) desde que o aço não ultrapasse o ponto eutético da liga metálica, que de acordo com o autor é algo em torno 720°C, pode-se considerar que o material não irá perder resistência quando for resfriado.

Tabela 06: Relação da resistência do aço na temperatura θ .

Temperatura em °C	$K_{s\theta} = f_{yk,\theta} / f_{yk}$		
	Tração		Compressão ou CA-60
	CA-50	CA-60	
1	2	3	4
20	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00
200	1,00	1,00	0,89
300	1,00	1,00	0,78
400	1,00	0,94	0,67
500	0,78	0,67	0,56
600	0,47	0,40	0,33
700	0,23	0,12	0,10
800	0,11	0,11	0,08
900	0,06	0,08	0,06
1000	0,04	0,05	0,04
1100	0,02	0,03	0,02
1200	0,00	0,00	0,00

Fonte: ABNT NBR 15200:2012.

3.4 PRÉ-FISSURAÇÃO

Segundo Santos (2006), os danos provocados as estruturas são principalmente advindos de erros de projeto, sobrecargas não previstas, má utilização, deterioração dos materiais com o passar do tempo, entre outros.

A ABNT NBR 6118:2014, em seu item 17.3.5.1, diz que a ruptura frágil da estrutura deve ser evitada e que para isso utiliza-se ao menos o momento mínimo que é baseado no $f_{ctk,sup}$ (resistência característica a tração do concreto superior). De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2015) as estruturas de concreto armado trabalham normalmente em Estádio I (Sem fissuração do concreto tracionado) e estágio II (Estado de fissuração do concreto tracionado).

De acordo com Zhang *et al.* (2021), para as vigas submetidas a pré-danos em seu trabalho, as que tiveram maior nível de abertura de fissuras, quando submetidas ao fogo tiveram intensificação e maior abertura dessas fissuras, obtendo em certo ponto até deslocamentos de concreto, o que aconteceu em uma de suas vigas. Além

disso, foi percebido pelo mesmo autor que houve variação no momento de ruptura das vigas.

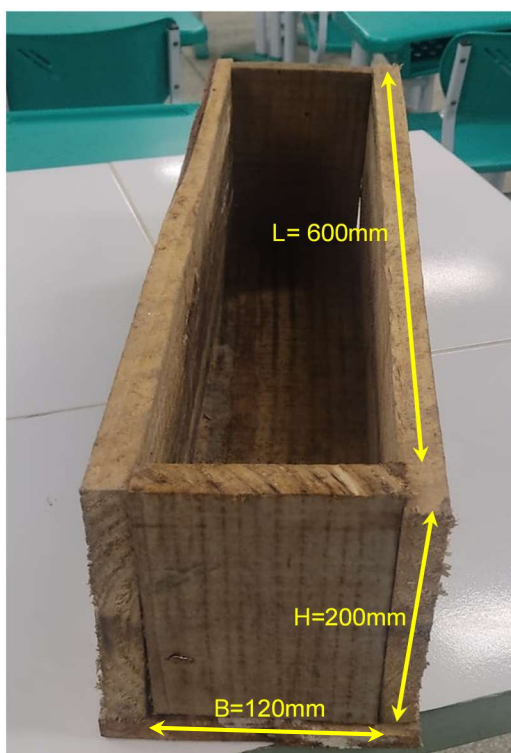
Segundo Ba *et al.* (2016, *apud* ZHANG *et al* 2021), os resultados obtidos nas suas análises (numérica experimental e computacional por elementos finitos) mostram que as fissuras favorecem a penetração do calor e assim provocam aumento na temperatura interna do concreto. Porém, o fato de não levar em conta o efeito das trincas no campo térmico não influenciou no resultado da capacidade de carga.

4 METODOLOGIA

4.1 DEFINIÇÃO DE PARÂMETROS

Para o estudo foi utilizado concretos da classe C30 (ABNT NBR 8953:2015 Concretos Para Fins Estruturais – Classificação pela Massa Especifica, por Grupos de Resistencia e Consistência.), o mais usual do estado de Sergipe. Após isso, foram determinadas as dimensões considerando a capacidade da máquina de ensaios mecânicos (MUE-100- capacidade de 100 tf) e de transporte desses protótipos de viga. Os valores definidos foram 120 mm x 200 mm, de seção transversal, e 600 mm, de comprimento, conforme Figura 17.

Figura 17: Dimensões dos protótipos de viga.

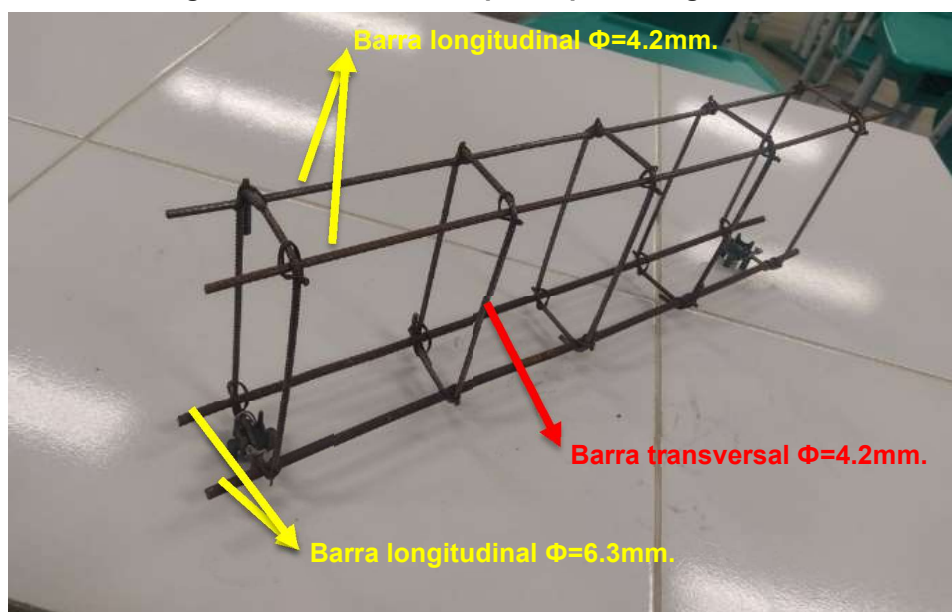


Fonte: O autor.

Os protótipos de vigas foram dimensionadas para possuírem a armadura mínima de acordo com a ABNT NBR 6118:2014 (Projetos de Estruturas de Concreto), item 17.3.5.2.1. Após os cálculos, foi obtido como resultado, em sua armadura longitudinal, 2 barras de aço CA-50 de 6.3 mm de diâmetro, conforme Figura 18. A armadura transversal foi dimensionada com o intuito de evitar a ruptura por

cisalhamento do protótipo. Seguindo o procedimento de cálculo prescrito na norma, chegou-se à conclusão de barras aço CA-60, estribos de dois ramos, de bitola de 4.2 mm e espaçados a cada 12 cm, mesmo a norma especificando que para estruturas reais o diâmetro seja de no mínimo 5,0 mm. O cobrimento nominal horizontal foi de 25 mm e o cobrimento nominal vertical foi 15 mm, dada a disponibilidade de estribos cortados e dobrados no mercado resultarem nesses cobrimentos.

Figura 18: Armadura dos protótipos de vigas.



Fonte: O autor.

4.2 CONFEÇÃO DE FORMAS E MONTAGEM DE ARMADURAS

Após o dimensionamento, foram providenciados os insumos para a fabricação das fôrmas, armadura e concreto. O traço utilizado, bem como os insumos, foram fornecidos por uma empresa de serviços de concretagem atuante na região. Esses foram colocados na estufa para retirada de umidade, durante 24 horas, conforme registro fotográfico da Figura 19.

Figura 19: Agregados secando na estufa.



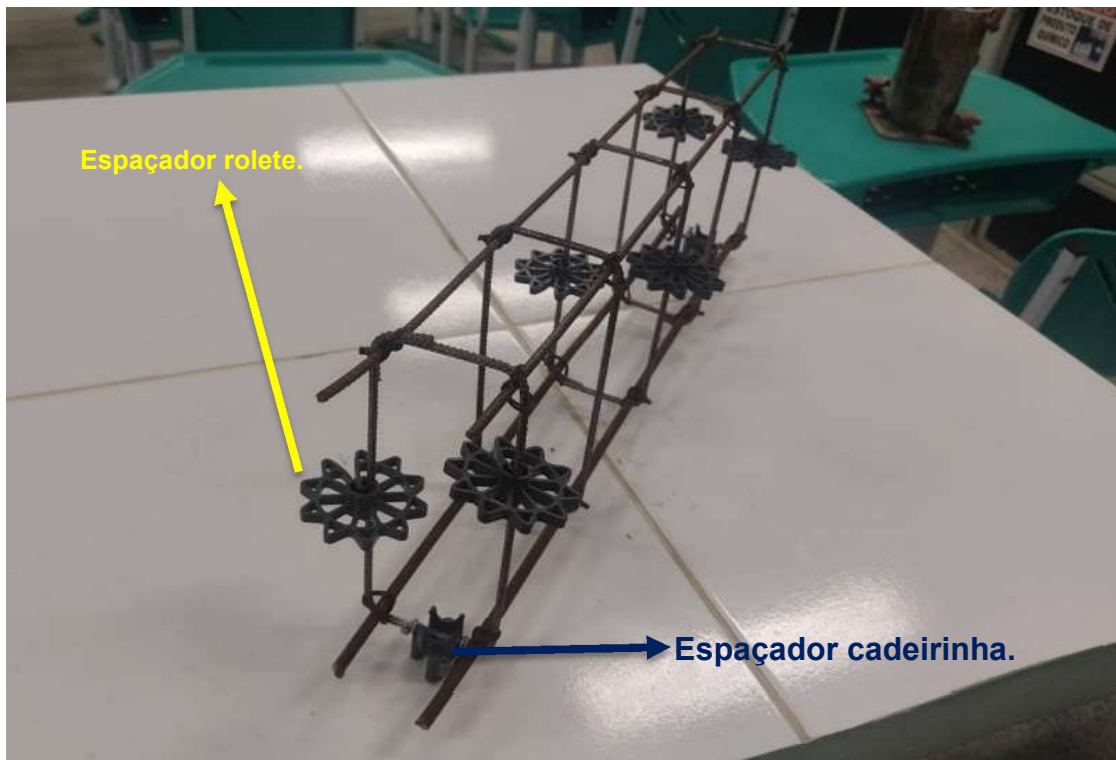
Fonte: O autor.

As fôrmas foram de madeira (Figura 20), nas quais foram alojadas as armaduras. Essas, por sua vez, foram montadas com as barras de aço descritas no item 4.1 conforme registro da figuras 18 e 20. O espaçamento entre armadura e fôrma foi feito através de espaçadores de polímero, do tipo rolete, nas laterais, e do tipo cadeirinha, para espaçamento vertical, conforme detalhado na Figura 21.

Figura 20: Fôrmas.



Fonte: O autor.

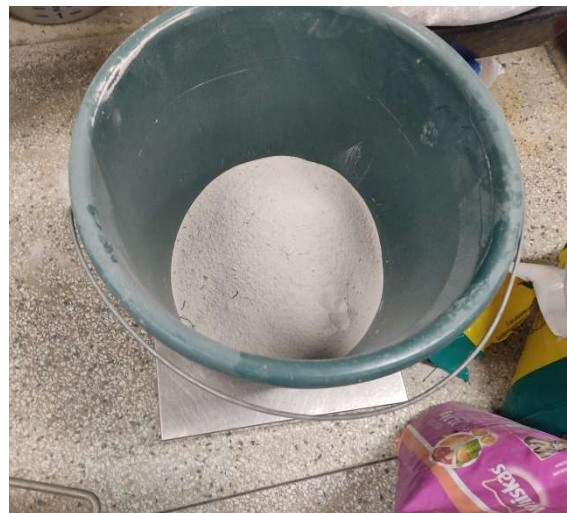
Figura 21: Espaçadores.

Fonte: O autor.

Após a secagem dos insumos, foi feita a pesagem com a balança de 60 kg de capacidade e 1 g de precisão (ver Figuras 22,23). O material foi separado em sacos de polímero para a posterior concretagem. Essa, por sua vez, foi realizada em três momentos, em função da capacidade do equipamento de mistura utilizado disponível no laboratório de materiais de construção do campus Aracaju do IFS (ver Figura 24).

Figura 22: Balança.

Fonte: O autor.

Figura 23: Pesagem.

Fonte: O autor.

Figura 24: Concretagem no equipamento de mistura.



Fonte: O autor.

Após a concretagem os protótipos ficaram nos moldes onde foram curados através de molhagem, por sete dias, duas vezes ao dia, uma pela manhã e outra no início da noite, como apresentado pela Figura 25. A desmoldagem (Figura 26) ocorreu após o período de cura. Após a cura os protótipos de viga ficaram em área coberta submetidas a secagem natural por 325 dias aproximadamente. Esse tempo de secagem favoreceu o previsto por Britez e Costa (2011), quando defendem que estudos com concretos para simular exposição a altas temperaturas ocorram em idades avançadas, de maneira a melhor simular concretos de estruturas reais quando incendiados. Pois assim, o concreto tem maior maturidade, maior grau de hidratação dos constituintes do cimento e menor teor de umidade.

Figura 25: Cura do concreto.



Fonte: O autor.

Figura 26: Desmoldagem.



Fonte: O autor.

4.3 Ensaaios

4.3.1 Pré-dano

Foi definido para o trabalho a divisão dos protótipos de vigas em três grupos, dos quais cada grupo ficou composto por três vigas, e dessas, duas seriam submetidas ao pré-dano considerando que as estruturas, durante um sinistro de incêndio, estão sob efeito de carregamentos.

Considerando que o concreto utilizado, foi o mesmo utilizado por Alencar (2023) em seus corpos de prova de concreto C30 e a cura foi feita através de molhagem durante 7 dias da mesma maneira que a autora, assim, foi considerada a média de resistência à compressão, conforme valor da Tabela 07, como parâmetro para obtenção resistência à tração de cálculo dos protótipos de vigas.

Tabela 07: Valores de resistência a compressão dos corpos de prova da classe C30 (em MPa).

Tipo de Cura	Tempo de Cura (7 dias)
C30 II	37,86
	31,57
	39,46
Média	36,30
C30 II - Grupos de CP's submetidos a cura por molhagem.	

Fonte: Alencar (2023).

Segundo a ABNT 6118:2014, em seu item 8.2.5, na falta de dados experimentais de resistência à tração pode-se utilizar as Equações 07 e 08. De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2015), o concreto tem uma relação entre as resistências de tração e compressão de algo próximo a 10%, o que implica afirmar que nas estruturas de concreto armado é o aço que assegura a absorção dos esforços de tração. Foi utilizado, para este trabalho, o equivalente de 10% da resistência de compressão média dos corpos de prova da classe C30II, por se tratar do mesmo método e tempo de cura que foi realizado nos protótipos de vigas. O que corresponde a aproximadamente 3,6 MPa, conforme Equação 09.

$$f_{ctm} = 0,3f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 3,29 \text{ MPa} \quad (\text{Eq. 07})$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 2,30 \text{ MPa} \quad (\text{Eq. 08})$$

$$f_{ctk} = \frac{10}{100} \cdot f_{ck} = \frac{10}{100} \cdot 36,296 = 3,63 \text{ MPa} \quad (\text{Eq. 09})$$

Onde:

f_{ctm} = Resistência característica média à tração;

f_{ck} = Resistência característica à compressão;

$f_{ctk,inf}$ = Resistência característica à tração inferior.

Após, foi realizado o cálculo da carga a ser aplicada aos protótipos para gerar o momento de fissuração através das Equações 10 e 11.

$$\sigma_t = f_{ctk} = \frac{M \cdot y_{cg}}{I} \quad (\text{Eq. 10})$$

Isolando o momento fletor, temos:

$$M = \frac{f_{ctk} \cdot I}{Y_{cg}} = 29,04 \cdot 10^5 \text{ N} \cdot \text{mm} \quad (\text{Eq. 11})$$

Onde:

σ_t = Tensão de tração;

I = Momento de inercia;

y_{cg} = Distância da fibra mais tracionada ao centro de gravidade, na direção do eixo y;

M = Momento fletor de fissuração.

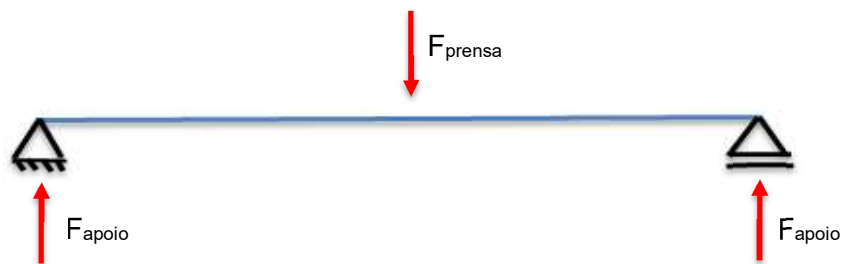
Considerando que o vão da viga durante o ensaio de flexão em três pontos (ver Figura 27 e 28) foi de 550 mm e a aplicação de carga se deu no meio do vão.

Figura 27: Pré-fissuração dos protótipos de vigas.



Fonte: O autor.

Figura 28: Ilustração das aplicações das forças.



Fonte: O autor.

Aplicando a equação de momento fletor, foi encontrado a seguinte carga de reação mostrada na equação 12.

$$F_{apoio} = \frac{M}{v/2} = 10,56 \text{ KN} \rightarrow F_{prensa} = 21,12 \text{ KN} \quad (\text{Eq. 12})$$

Onde: M = Momento fletor;

F = Força;

v = Vão entre apoios.

Com esse carregamento, foi então a viga submetida ao ensaio de flexão em três pontos visando estabelecer uma condição de deformação e pré-fissuração do elemento, visando simular a condição mais próxima da que se verifica em situações reais de estruturas expostas a incêndios. Porém, visualmente, não foi possível identificar a abertura de fissuras para esse patamar de carga. Foi então aumentando-se gradativamente a carga em uma das vigas (CPIII – ver Tabela 08) até a visualização do início de abertura de fissuras. A fissuração mais visível ocorreu para cargas maiores que 30 KN (ver Figura 29), essa diferença em relação a carga de fissuração teórica possivelmente decorre da metodologia de cálculo, que não leva em consideração a participação de porta estribos, da presença dos estribos, da presença das armaduras longitudinais e também devido a heterogeneidade do concreto. Sendo esse o valor de carga definido para o pré-dano dos próximos cinco protótipos.

Figura 29: Pré-dano no protótipo de viga CIII.



Fonte: O autor.

4.3.2 Queima dos Protótipos

Após a realização da etapa da pré-fissuração, os protótipos de vigas foram transportados para o DEPI (Departamento de Ensino Pesquisa e Instrução) do CBMSE (Corpo de Bombeiros Militar de Sergipe), para realização da exposição ao fogo conforme registros fotográficos (ver Figuras 30, 31, 32).

Figura 30: Local da simulação da queima.



Fonte: O autor.

Figura 31: Contêiner de treinamento.



Fonte: O autor.

Figura 32: Interior do contêiner.



Fonte: O autor.

Foram utilizados paletes como material combustível para a execução da simulação de incêndio, conforme Figura 33. Essas cargas de incêndio foram dispostas conforme mostrado na Figura 34. Posteriormente, foi incrementado mais combustível, como mostrado na Figura 35. O fogo foi acionado através de um foco feito com pedaços de paletes, papel e papelão, além de isqueiro para ignir o foco de fogo (ver Figuras 36 e 37).

Figura 33: Material utilizado como combustível.



Fonte: O autor.

Figura 34: Distribuição inicial do material combustível.



Fonte: O autor.

Figura 35: Incremento de combustível.



Fonte: O autor.

Figura 36: Foco da simulação de incêndio.



Fonte: O autor.

Figura 37: Momento de ignição do fogo.



Fonte: O autor.

Na queima foram colocadas seis vigas para submissão a incêndio. As vigas foram dispostas em dois grupos com três protótipos em cada, segundo Tabela 08. O primeiro foi disposto sobre as correntes do contêiner com altura em torno de 2 metros, como mostrado na Figura 38. Os protótipos foram fixados com as próprias correntes e com auxílio de grampos (ver Figura 39). O segundo grupo foi disposto em uma estrutura de aço, conforme Figura 40, uma altura de 80cm.

Tabela 08: Posição dos protótipos de vigas.

Disposição	Esquerda	Centro	Direita
Superior	CPI	CPII	CPVII
Inferior	CPV	CP VIII	CP IV

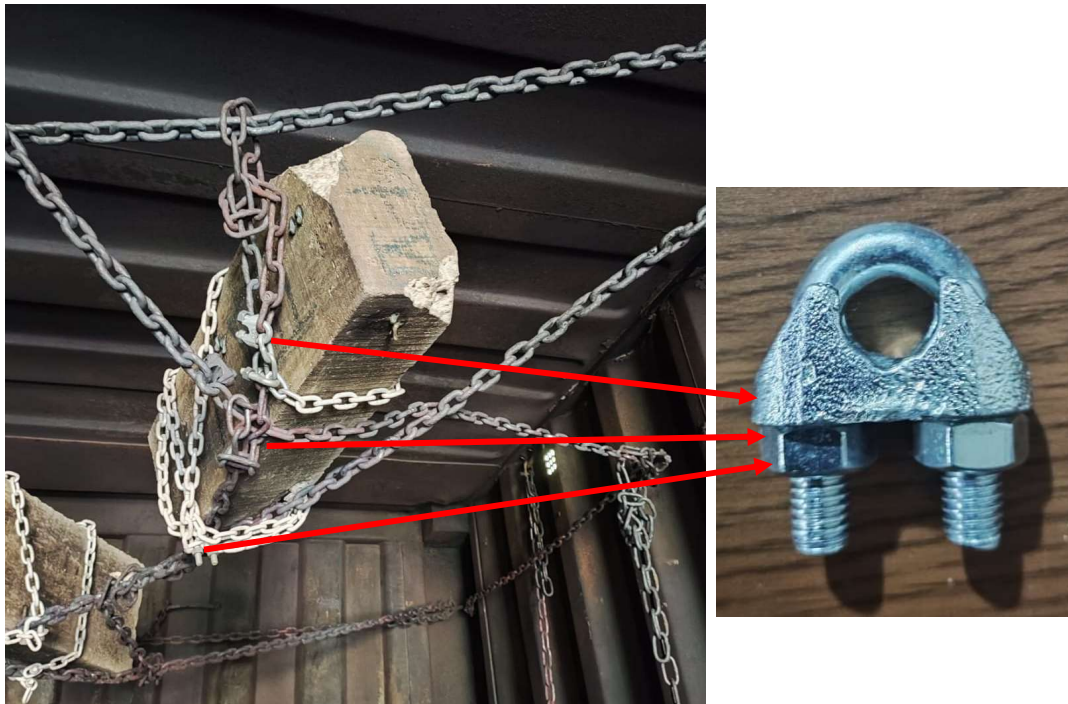
Fonte: O autor.

Figura 38: Posicionamento das vigas superiores (Grupo 1).



Fonte: O autor.

Figura 39: Grampo utilizado para fixação do protótipos de vigas do grupo I.



Fonte: O autor.

Figura 40: Disposição dos protótipos do grupo II na estrutura de aço.



Fonte: O autor.

A simulação de incêndio teve duração de 1 hora e 12 minutos. As medições de temperatura foram feitas através de dois equipamentos: um pirômetro (modelo *Minipa* MT-395A) e uma câmera térmica (modelo *Scott safety x380 5-Button*). Após o fogo ter sido acionado, esse propagou-se pelo material combustível (Figuras 41, 42 e 43).

Figura 41: Início da queima.



Fonte: O autor.

Figura 42: Fase de elevação da temperatura monitorada através de câmera térmica.



Fonte: O autor.

Figura 43: Fase de declínio monitorada através de pirômetro.



Fonte: O autor.

Próximo ao fim do ciclo de incêndio, durante a fase de declínio, onde as temperaturas já se encontravam baixas no ambiente, foi feito o resfriamento do material combustível, tendo o cuidado de não resfriar os protótipos de vigas bruscamente. Os protótipos de vigas resfriaram através de ventilação natural, e foram submetidos a ruptura cerca de 20 horas depois (ver Figuras 44 e 45).

Figura 44: Protótipos de vigas resfriadas.



Fonte: O autor.

Figura 45: Protótipos de vigas suspensas resfriadas.

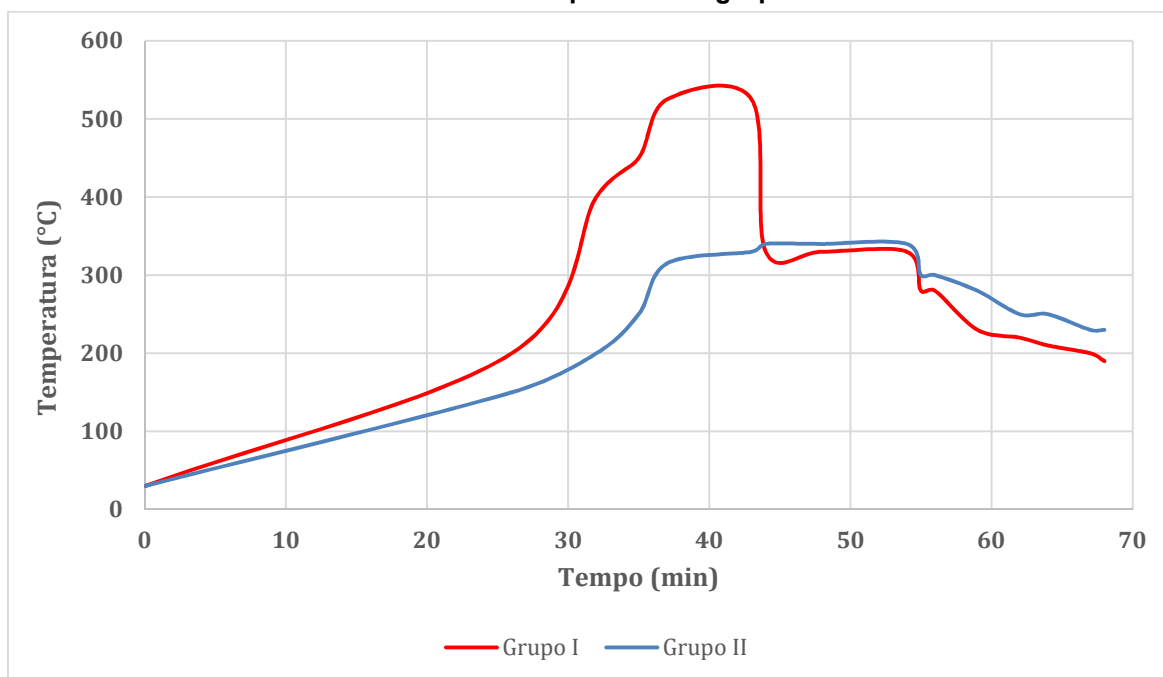


Fonte: O autor.

4.3.3 Distribuição de Temperatura na Simulação do Incêndio

A simulação de incêndio teve duração de 1h e 12min, da ignição a extinção do incêndio. Durante a queima, por volta dos 43 minutos foi necessário o resfriamento do contêiner com o intuito de evitar deformações neste, assim, a distribuição de temperatura foi a mostrada no Gráfico 13.

Gráfico 13: Curvas de queima dos grupos I e II.



Fonte: O autor.

Aos 68 minutos (1h e 8 min) foi iniciado o processo de extinção do incêndio através do uso de água, foi tomada as devidas precauções para não molhar as vigas, e o processo foi encerrado aos 72 minutos (1h 12min).

A ignição do incêndio ocorreu pelo lado direito do contêiner, isso implicou em um aumento mais acelerado da temperatura dos protótipos de vigas dispostos no referido lado. A viga do grupo I (superior) do mesmo lado do foco de fogo obteve uma temperatura de 400°C aos 26 minutos, ou seja, o dobro da temperatura apresentada pelas outras do mesmo grupo apresentadas no gráfico, porém com o passar do tempo, o incêndio se generalizou e as temperaturas se tornaram mais homogêneas.

Para parametrização dos grupos, foram atribuídas duas faixas de temperaturas. O grupo I apresentou temperaturas próximas de 450°C (chegando a ultrapassar 500°C), por aproximadamente 11 minutos. Já no grupo 2, as temperaturas foram próximas de 300°C (chegando a alcançar 340°C), por aproximadamente 22 minutos.

4.3.4 Ensaio de Flexão em Três Pontos

Após a fase de queima e resfriamento, os protótipos das vigas foram transportados de volta para o laboratório de materiais de construção do campus Aracaju do IFS para fins de ensaios mecânicos de flexão em 3 pontos, que ocorreu na máquina de ensaios mecânicos MUE-100. Os protótipos foram submetidos a tensões que os levassem a ruptura (ver Figuras 46, 47 e 48).

Figura 46: Protótipo sendo submetido a ensaio de flexão.



Fonte: O autor.

Figura 47: Protótipo de viga rompido a flexão.



Fonte: O autor.

Figura 48: Protótipo de viga rompido a flexão e com fissuras de cisalhamento.



Fonte: O autor.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Nesse capítulo serão discutidos os resultados obtidos nos ensaios de ruptura à flexão em três pontos dos protótipos de vigas submetidas a situação de incêndio. Foi comparado através das médias de cargas máximas, o efeito dos danos estabelecidos pela exposição ao fogo dos protótipos dos grupos I e II, com relação aos exemplares de referência (não expostos ao fogo).

5.1 ANÁLISE DAS MÉDIAS DAS CAPACIDADES DE CARGA

Os protótipos submetidos ao ensaio de flexão em três pontos romperam de forma dúctil, havendo escoamento do aço e esmagamento do concreto, como ilustrado nas Figuras 46, 47 e 48 do item 4.3.4. A abertura de fissuras inclinadas (cisalhamento) possivelmente pode ser explicado devido ao *spalling* ocorrido nas vigas na região dos apoios (Figura 46), o que reduziu a ancoragem da armadura nessa região. Os resultados obtidos no ensaio estão apresentados na Tabela 09.

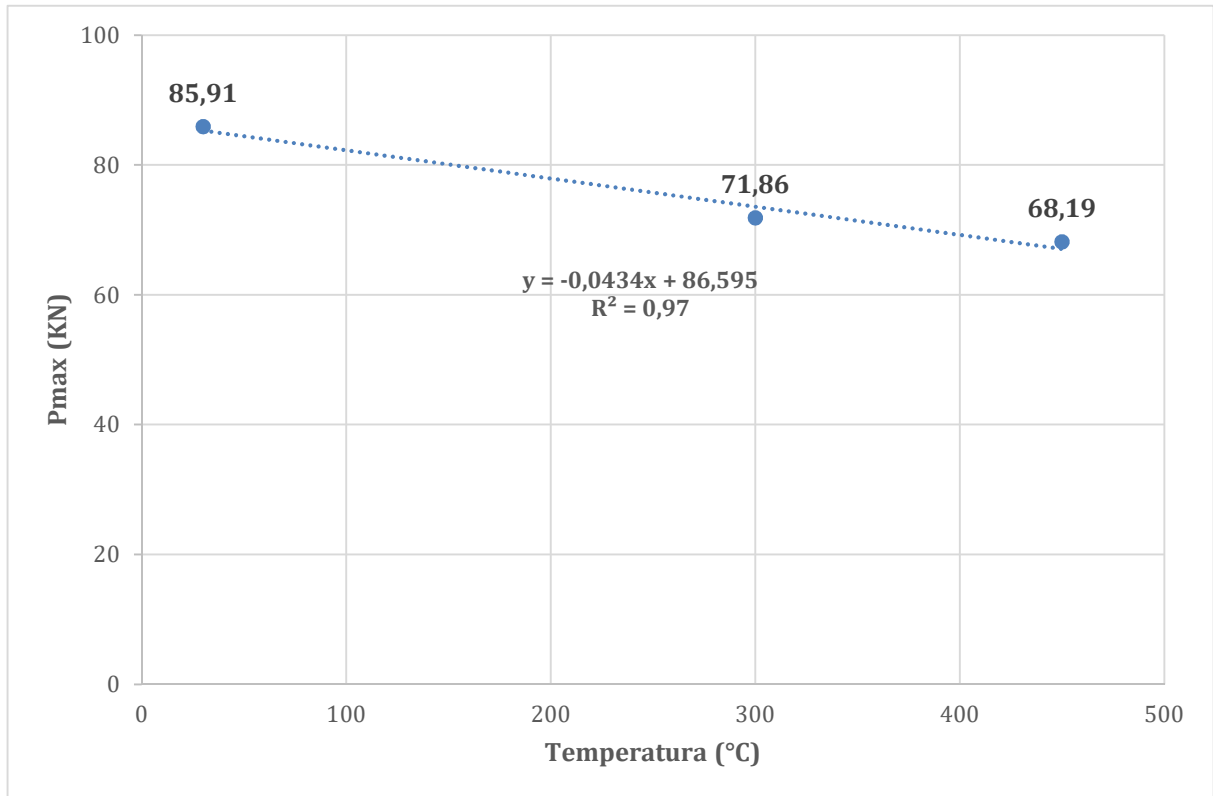
Tabela 09: Cargas máximas obtidas nos ensaios de flexão.

Carga	Temperatura	Temp. ambiente	300°C Grupo II	450°C Grupo I
Carga Maxima (KN)		83,73	58,53 (*)	61,66 (**)
		86,00	76,86	67,11
		88,00	80,19	75,8
Média (KN)		85,91	71,86	68,19
(*) Menor carga máxima das vigas do grupo II (Viga CPV);				
(**) Menor carga máxima das vigas do grupo I (Viga CPVII).				

Fonte: O autor.

No Gráfico 14 foi feita a relação entre as médias e foi traçada a linha tendência. O resultado foi uma linha de tendência do tipo linear com o coeficiente de determinação (R^2) sendo igual a 0,97, o que mostra que o modelo linear adotado está bem ajustado à disposição dos pontos, portanto, há uma redução linear da carga máxima com a exposição ao calor.

Gráfico 14: Média das capacidades de carga x temperatura.



Fonte: O autor.

Na Tabela 10, diferentemente da Tabela 09, é apresentada uma relação entre os protótipos de vigas em temperatura ambiente e os protótipos de viga dos grupos I e II. O parâmetro $K_{p,\theta}$ é definido como o coeficiente de redução da capacidade de carga das vigas relacionado ao aumento da temperatura de exposição e é calculado como mostrado na Equação 13.

$$K_{p,\theta} = \frac{P_{max,\theta}}{P_{max,amb.}} \quad (\text{Eq. 13})$$

Onde:

$P_{max,\theta}$ = Capacidade de carga da viga aquecida até a temperatura de ensaio (θ);

$P_{max,amb.}$ = Capacidade de carga média das vigas na temperatura ambiente;

$K_{p,\theta}$ = Coeficiente de redução da capacidade de carga, referente a cada viga aquecida em um mesmo grupo.

Após o cálculo de $K_{p,\theta}$ para cada protótipo, foi obtida a média desse coeficiente correspondente a cada um dos grupos. Os resultados obtidos foram mostrados na Tabela 10.

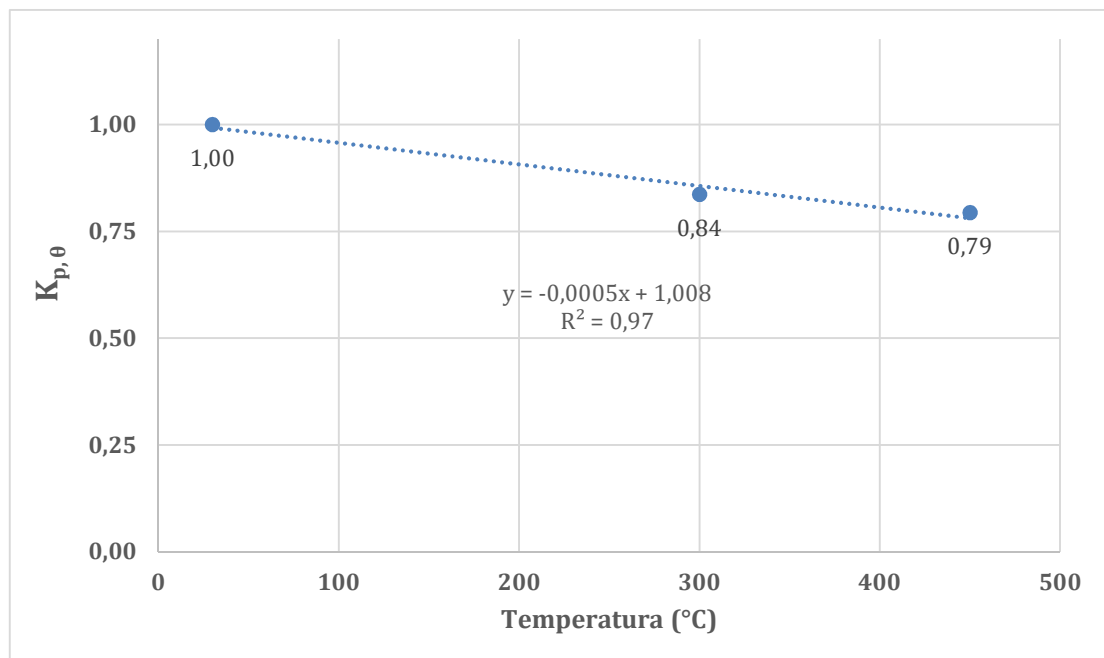
Tabela 10: Resultado dos cálculos das médias de $K_{p,\theta}$, referente a cada grupo.

Temperatura (°C)	Capacidade de Carga média (KN)	$K_{p,\theta}$
Ambiente	85,91	1,00
300	71,86	0,84
450	68,19	0,79

Fonte: O autor.

Para melhorar a visualização, os dados da Tabela 10 estão dispostos no gráfico 15.

Gráfico 15: $K_{p,\theta}$ x temperatura.



Fonte: O autor.

É possível perceber, ao observar a Tabela 10 e o Gráfico 15, que houve redução da carga máxima com o aumento de temperatura. Para os protótipos cujas

temperaturas de exposição ao fogo alcançaram valores maiores que 450°C houve uma perda média de 21% da capacidade de carga. No caso daqueles expostos a temperaturas superiores a 300°C, e menores que 340°C, essa redução foi de 16%.

Os resultados apresentados pela variável $K_{p,\theta}$ corroboram com os resultados apresentados por Nunes *et al.* (2021) em que os corpos de prova com f_{ck} de 40 MPa com temperatura de 400°C obtiveram redução de 17,39% da sua resistência a tenacidade na flexão.

5.2 VARIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA QUANTO A POSIÇÃO

Os protótipos de vigas durante a fase da queima foram posicionados, conforme mostrado no item 4.3.2. Ainda no mesmo item foi mostrado na imagem da Figura 38 que o foco inicial da simulação de incêndio foi feito do lado direito do contêiner, até que o incêndio se espalhasse pelo material combustível posto para a queima e torná-la com isso mais uniforme em todos os pontos. Por essa razão, os protótipos do lado do foco foram submetidos aos maiores danos, resultando assim em menor capacidade de carga, conforme pode ser observado na Tabela 11.

Tabela 11: Capacidade de carga (KN) das vigas de acordo com a sua disposição durante a queima.

Temperatura	Disposição		
	Esquerda	Centro	Direita
450°C	75,80 (CP I)	67,11 (CP II)	61,66 (CP VII)
300°C	76,86 (CP V)	80,19 (CP VIII)	58,53 (CP IV)

Fonte: O autor.

Na Tabela 12 a seguir, utilizando-se a Equação 14, foi calculado o coeficiente de redução $K_{p,\theta 1}$ que representa a maior redução de capacidade de carga obtida no ensaio, nos dois grupos de estudo que tiveram vigas aquecidas.

$$K_{p,\theta 1} = \frac{P_{max,\theta 1}}{P_{max,amb.}} \quad (\text{Eq. 14})$$

Onde:

$P_{\max, \theta, 1}$ = Menor capacidade de carga de cada grupo;

$P_{\max, \text{amb.}}$ = Média das capacidades de carga obtidas nas vigas em temperatura ambiente.

$K_{p, \theta 1}$ = Coeficiente de redução da viga com menor capacidade de carga de cada grupo aquecido.

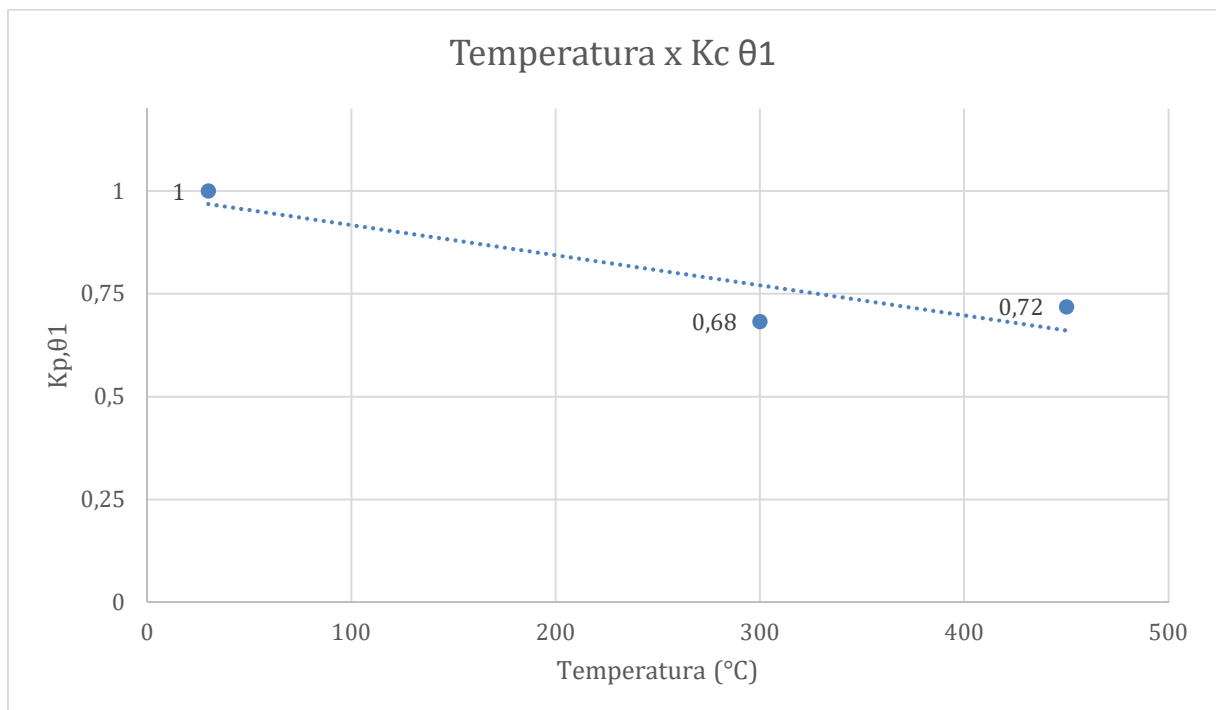
Tabela 12: $K_{p, \theta 1}$ obtido com as mínimas capacidades de carga máxima de cada grupo.

Temperatura (°C)	Capacidade de carga (KN)	$K_{p, \theta 1}$
30	85,91	1,00
300	58,53	0,68
450	61,66	0,72

Fonte: O autor.

A partir desses dados, foi plotado o Gráfico 16 que mostra como variou o valor de $K_{p, \theta 1}$ nos grupos de estudo.

Gráfico 16: $K_{p, \theta 1}$ x temperatura.



Fonte: O autor.

Analisando o gráfico, é possível perceber que nos protótipos de vigas mais expostos ao fogo houve viga com redução de capacidade de carga de 28%, para o grupo submetido a temperaturas maiores que 450°C, e de 32%, para o outro que foi exposto a temperatura entre 300 e 340°C. Isso se deu provavelmente pelo tempo de exposição as temperaturas mostradas.

5.3 SPALLING

Durante o ensaio houve casos de *spalling* (desplacamentos). Metade dos protótipos submetidos ao fogo tiveram esse fenômeno, sendo dois do grupo I e um do grupo II, além disso a pré-fissuração aplicada antes da simulação de incêndio não pareceu influenciar no fenômeno do deslocamento, pois houve elementos que tiveram deslocamento de concreto mesmo sem serem pré-fissurados.

Ao avaliar os deslocamentos ocorridos nos protótipos, a luz da classificação da Tabela 03 (item 3.2.6), o fenômeno possivelmente é do tipo de aresta, pelo fato de ter ocorrido nas arestas vivas das vigas, de forma não violenta. É importante salientar que nas vigas do grupo I (temperatura de exposição acima de 450°C) os deslocamentos se deram em mais de uma aresta, o que não ocorreu na do grupo II (temperaturas máximas entre 300°C e 340°C), conforme mostrado nas Figuras 49 e 50. Isso pode evidenciar a influência da temperatura máxima no fenômeno, conforme citado no boletim CEB-fib n° 38 (2007).

Figura 49: Spalling (Grupo I).



Fonte: O autor.

Figura 50: Spalling (Grupo II).



Fonte: O autor.

5.4 EFEITO DA PRÉ-FISSURAÇÃO NA CAPACIDADE DE CARGA PÓS-INCÊNDIO.

A pré-fissuração foi um dos elementos de análise desse trabalho. Em cada um dos grupos submetidos ao fogo e no grupo de referência, dois dos protótipos de vigas haviam passado pelo processo de pré-fissuração. As duas vigas que não sofreram pré-fissuração foram posicionadas do lado direito, no grupo I (CPVII) e no centro, do grupo II (CPVIII).

Fazendo uma análise do grupo de referência, é possível perceber que as vigas submetidas a pré-fissuração tiveram apenas uma pequena redução na capacidade de carga, como mostrado na Tabela 13.

Tabela 13: Capacidades de carga dos protótipos de viga em cada grupo em KN.

Tipos	Grupo de ref.	Grupo I	Grupo II
Pré-fissuradas	83,73 (CPIII)	75,80 (CPI)	76,86 (CPV)
	86,00 (CPVI)	67,11 (CPII)	58,53 (CPIV)
Sem pré-fissuração	88,00 (CPIX)	61,66 (CPVII)	80,19 (CPVIII)

Fonte: O autor.

Comparando a média das capacidades de carga das vigas pré-fissuradas do grupo de referência com a carga máxima da viga sem a pré-fissuração do mesmo grupo de estudo, observa-se que a redução da capacidade de carga foi de apenas 3,56%

Conforme item 5.2, os protótipos do lado do foco de incêndio foram submetidos a maiores danos e, portanto, são as vigas de menores capacidades de carga de cada grupo submetido a simulação de incêndio. Observando a Tabela 13, no grupo I, a viga sem pré-fissuração foi a viga posicionada no lado direito (CPVII), e esta foi justamente a que apresentou menor capacidade de carga, devido a maior influência da exposição ao fogo no grau de dano desse e dos demais elementos do ensaio nas mesmas condições de queima.

No grupo II tiveram duas vigas com danos semelhantes pela exposição ao fogo (excetuando-se a viga posicionada no lado direito), sendo uma com (CPV) e outra sem pré-fissuração (CPVII). Comparando as capacidades de carga dessas duas vigas

entre si, observa-se uma redução de apenas 4,15%, entre a pré-fissurada e a sem pré-fissuração.

Ao comparar o grupo de referência e o grupo II, quanto a redução de capacidade de carga por pré-fissuração, é possível perceber que não houve variação significativa, o que corrobora com o exposto por Ba *et al.* (2016, *apud* ZHANG *et al* 2021), quanto ao fato da pré-fissuração não implicar em redução significativa na capacidade de carga final, para determinados níveis de fissuração prévia.

O maior dano obtido na viga IV do grupo II, do lado do foco de fogo, é possivelmente explicada por dois fatores: O primeiro é a pré-fissuração, uma vez que a viga em questão foi pré-fissurada com uma carga de 30 KN. O segundo motivo pode ser atribuído a permanência por maior tempo na exposição a temperaturas superiores a 300°C (e menor que 340°C) dos protótipos do grupo II. Uma vez que as vigas do grupo I foram expostas a temperaturas maiores, porém por menor tempo.

6 CONCLUSÃO

Esse trabalho visou contribuir para um maior entendimento do efeito do dano provocado por sinistros de incêndio nas estruturas de concreto armado, especificamente no que diz respeito ao comprometimento da capacidade de carga de vigas à flexão. Dessa forma, busca-se também contribuir no acervo de estudos relacionados a estruturas de concreto armado pós-incêndio, tema ainda considerado digno de muitos estudos, conforme defende Silva (2018).

Primeiramente foi analisada a perda de capacidade de carga das vigas quando submetidas à flexão, observando a influência da posição da viga, em termos de altura que ela está disposta no ambiente onde ocorre o sinistro. Observou-se daí que houve diferença de dano com relação as alturas dos elementos estruturais no mesmo ambiente, conforme já esperado e trazido na literatura (CBMESP, 2006). Os protótipos de vigas das posições mais altas apresentaram uma redução média de capacidade de carga de aproximadamente 21% (coeficiente de redução- $K_{p,\theta}=0,79$), chegando a atingir temperaturas superiores a 500°C, e expostas a temperaturas de 450°C por um intervalo superior a 10 minutos, segundo a curva de incêndio adotada nos estudos de simulação de fogo do Corpo de Bombeiros Militar de Sergipe. Já as vigas das posições mais baixas apresentaram uma redução média da capacidade de carga de 16% ($K_{p,\theta}=0,84$). Portanto, é possível perceber que a posição da viga influenciou no dano sofrido. Além disso, na análise da capacidade de carga entre elementos de um mesmo grupo de vigas, nota-se que as vigas que estavam mais próximas do foco de fogo sofreram maiores danos quando comparadas com as que estavam numa posição mais distante.

Corroborando com a literatura (BA *et al.* 2016, *apud* ZHANG *et al.* 2021), o dano provocado pelo fogo não foi intensificado pela pré-carga, e consequente pré-fissuração. Ou seja, mesmo expondo os elementos a níveis de carregamentos que levam a fissuração (estádio II), e com cargas que induzem tensões no concreto bem acima da resistência do concreto à tração, as aberturas de fissuras geradas (nos níveis de pré-fissuração aplicados) não trouxeram efeito nas capacidades de cargas. Inclusive, dos três elementos que apresentaram destacamento do concreto (*spalling*), dois deles nem foram submetidos a pré-fissuração.

Por fim, é importante salientar a importância de estudar, analisar e considerar a influência do fogo nas estruturas, apesar de ser um fenômeno de baixa recorrência,

a resistência da estrutura ao fogo pode ser essencial durante esse tipo de sinistro para salvaguardar vidas humanas de pessoas afetadas e das pessoas que atuam no combate à incêndios.

7 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

As recomendações para a continuidade consiste no seguintes itens:

- Verificar vigas com tamanhos diferentes;
- Aplicar pré-fissuração com níveis de cargas maiores e aberturas de fissuras maiores, para analisar a influência da abertura de fissuras em estágios mais críticos;
- Realizar uma simulação com maior número de elementos submetidos a exposição ao fogo;
- Utilizar concretos de outras classes de resistência.
- Realizar estudos numéricos para os casos abordados nesse trabalho:
 - Modelar as vigas em elementos finitos, aplicando o gradiente de temperatura, avaliando numericamente os resultados e comparando-os com os dados ensaiados neste estudo;
 - Verificar, a partir dos dados deste trabalho e com os dados da análise numérica, a possibilidade de construir curvas de risco para vigas de incêndio ou fórmulas práticas para estimar a capacidade de vigas pós-fogo.

REFERÊNCIAS

ALBUQUERQUE, Gabriela Bandeira de Melo de. **Análise numérico-experimental de vigas de concreto armado com restrições axial e rotacional em situação de incêndio**. 2018. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2018. Disponível em: <https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3144/tde-29082018-085805/en.php>. Acesso em 23 mar 2023.

ALBUQUERQUE, Gabriela Bandeira de Melo de. **Dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio**. 2012. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da universidade de São Paulo. São Paulo, 2012. Disponível em: <https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3144/tde-09022013-135226/en.php>. Acesso em 23 mar 2023.

ALENCAR, Elisa Santana de. **Estudo da influência do tempo e tipo de cura na resistência à compressão de corpos de prova de concretos das classes C30 e C40**. 2023. Monografia (Graduação) – Instituto Federal de Sergipe – Campus Aracaju. Aracaju, 2023. Disponível em: <https://repositorio.ifs.edu.br/biblioteca/handle/123456789/1726>. Acesso em 21 mai 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT. **NBR 6118**: Projetos de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT. **NBR 8953**: Concreto para fins estruturais – Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT. **NBR 14432**: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT. **NBR 15200**: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento. Rio de Janeiro, 2012.

BRIK, Eveline Manosso Janik. **Avaliação das alterações do módulo de elasticidade estático para concreto em situações de incêndio submetidos a resfriamento lento e rápido instantâneo**. 2021. Dissertação (Mestrado) – Universidade Estadual de Ponta Grossa. Ponta Grossa, 2021. Disponível em: <https://tede2.uepg.br/jspui/handle/prefix/3609>. Acesso em 04 abr 2023

BRITEZ, Carlos Amado; COSTA, Carla Neves. **Ações do fogo nas estruturas de concreto**. In: ISAIA, G. C. (ed.). Concreto: ciência e tecnologia. 1. ed. São Paulo: Ibracon, 2011, cap. 29.

CAMPOS, Flavio de; MIRANDA, Renan Garcia. **A escrita da história**. 3. ed. São Paulo: ESCALA EDUCACIONAL, 2005.

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**: segundo a NBR 6118:2014. São Paulo: Edufscar, 2015.

CAVALCANTI, Dayse; SILVA, Rêgo. Resistência residual de vigas em concreto armado após incêndio. **Anais do 2º CILASCI - Congresso Ibero-Latino-Americano sobre Segurança contra Incêndio Coimbra**, 2013. <https://abre.ai/gpuc>. Disponível em: Acesso em 05 abr 2023.

COSTA, Carla Neves. **Dimensionamento de elementos de concreto armado em situação de incêndio**. 2008. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2008. Disponível em: https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3144/tde-04092008-155911/publico/Apendice_A.pdf. Acesso em 23 mar 2023.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BETON (FIB). **Fire design of concrete structures: materials, structures and modelling**. Lausanne: International Federation for Structural Concrete, 2007. p. 97. (*Bulletin.fib*;38)

HAGER, Izabela. *Behaviour of cement concrete at high temperature*. **Bulletin of the Polish Academy of Sciences: Technical Sciences**, n. 1, 2013.

HALLIDAY, David; RESNICK, Robert; WALKER, Jearl. **Fundamentos de Física**. v. 2. 9. ed. São Paulo: Makron, 2000.

HIBBELER, Russel Charles. **Resistência dos materiais**. 9. ed. São Paulo: Pearson Prentice Hall, 2008.

KLEIN JUNIOR, Odinir. **Pilares de concreto armado em situação de incêndio submetidos a flexão normal composta**. 2011. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da universidade de São Paulo. São Paulo, 2011. Disponível em: <https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3144/tde-17082011-154210/pt-br.php>. Acesso em 24 mar 2023.

KODUR, Venkatesh. *Properties of Concrete at Elevate Temperatures*. **ISRN Civil Engineering, East Lansing**, v. 2014, p. 1-15, mar 2014. Disponível em: <https://dx.doi.org/10.1155/2014/468510>. Acesso em: 02 Abr. 2023.

MANUAL Básico de Combate a Incêndio. 2. ed. Distrito Federal: CBMDF, 2009.

MANUAL de Combate a Incêndio em Local Confinado. 1. ed. São Paulo: CBPMESP, 2006.

MANUAL de Fundamentos do Corpo de Bombeiros. 2. ed. São Paulo: CBPMESP, 2006.

MEHTA, P. Kumar; MONTEIRO, Paulo J. M. **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais**. 1. ed. São Paulo: Ibracon, 2008.

MORALES, Gilson; CAMPOS, Alessandro; FAGANELLO, Adriana M. Patriota (2011). A ação do fogo sobre os componentes do concreto. **Semina: Ciências Exatas E Tecnológicas**, 32(1), 47–55. <https://doi.org/10.5433/1679-0375.2011v32n1p47>. Acessado em 02/04/2023.

NEVILLE, Adam Matthew. **Propriedades do concreto**. 5. ed. Porto Alegre: Bookman, 2016.

NINCE, Andréia Azaredo. **Lascamento do concreto exposto a altas temperaturas**. 2006. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2006. Disponível em: <https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3144/tde-27072007-143816/en.php>. Acesso em 04 abr 2023.

NUNES, Débora de Almeida et al.. Comportamento da Tenacidade à Fratura em Concretos Submetidos à Simulação de Incêndio. In: **Anais do Congresso Brasileiro Interdisciplinar em Ciência e Tecnologia**. Diamantina-MG. Anais...Diamantina(MG) UFVJM, 2021. Disponível em: <<https://www.even3.com.br/anais/cobicet/380391-COMPORTAMENTO-DA-TENACIDADE-A-FRATURA-EM-CONCRETOS-SUBMETIDOS-A-SIMULACAO-DE-INCENDIO>>. Acesso em 07 abr 2023.

PACHECO, J.; COUTO, D.; HELENE, P. Colapso do Edifício Wilton Paes de Almeida - SP: Lições aprendidas. In: **CONGRESO LATINOAMERICANO DE PATOLOGÍA DE CONSTRUCCIÓN**. 2019, *Tuxtla Gutiérrez*. **CONPAT**, *Tuxtla Gutiérrez*, 2019. Disponível em: <https://doi.org/10.21041/CONPAT2019/V2PAT243>. Acesso em: 27 mar. 2023.

PEREIRA, R. G., CARVALHO PIRES, T. A., DUARTE, D., RÊGO SILVA, J. J. Avaliação da resistência mecânica de vigas de concreto armado após incêndio. **Revista ALCONPAT**. v 9, n. 1, p. 93–105, dez 2018.

PHAN, L.T. **Fire performance of high-strength concrete: a report of the state-of-the-art**. Gaithersburg: U.S. Department of commerce, 1996.

ROBERT, G., COLINA H., DEBICKI G. **A durabilidade do concreto mediante ao fogo**, 1ª ed., São Paulo Durabilidade do Concreto-Bases científicas para formulação de concretos duráveis de acordo com o ambiente, 2014.

SANTOS, Euler Wagner Freitas. **Reforços de vigas de concreto armado à flexão por encamisamento parcial**. 2006. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2006.

SEGALIN, Leonardo Zampieri et al. Efeito do modo de resfriamento na resistência do concreto após exposição a altas temperaturas. **Semina: Ciências Exatas e**

Tecnológicas, v. 41, n. 1, p. 13-20, 2020. Disponível em: <https://doi.org/10.5433/1679-0375.2020v41m1p13>. Acessado em 04 abr 2023.

SILVA, Janaina Salustio da. **Estudos de concreto de diferentes resistências à compressão quando submetidos a altas temperaturas sem e com incorporação de fibras de politereftalato de etileno (PET)**. 2013. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Norte. Natal, 2013. Disponível em: <https://repositorio.ufrn.br/handle/123456789/14844>. Acesso em 04 abr 2023.

SILVA, Valdir Pignatta. Entrevista concedida á IBRACON. **CONCRETO & CONSTRUÇÕES**, São Paulo, v. 89, p. 16-21, jan-mar, 2018.

SILVA, Valdir Pignatta. **Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio**: conforme ABNT NBR 15200:2012. São Paulo: Blucher, 2012.

SOUZA, A.A.A de; MORENO JR., A. L. Efeito de Altas Temperaturas na Resistência à Compressão, Resistência à Tração e Módulo de Deformação do Concreto. In: **REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS**. v. 3, n. 4, 2010, SÃO PAULO. , São Paulo:IBRACON, 2010. p. 432-448. Disponível em: <https://doi.org/10/1590/S1983-41952010000400005>. Acesso em: 04 abr. 2023.

ZHANG, Hai Yan et al. Effect of cracking and residual deformation on behavior of concrete beams with different scales under fire exposure. **Engineering Structures**, v. 245, p. 112886, 2021.