



**Eduardo Henrique de Barros Lima**

**Resistência Residual de Colunas  
de Concreto Armado Submetidas  
a Altas Temperaturas**

**Dissertação de Mestrado**

Dissertação apresentada como requisito parcial para  
obtenção do grau de Mestre pelo Programa de Pós-  
Graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio.

Orientador: Prof. Daniel Carlos Taissum Cardoso



**Eduardo Henrique de Barros Lima**

**Resistência Residual de Colunas  
de Concreto Armado Submetidas  
a Altas Temperaturas**

Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio. Aprovada pela Comissão Examinadora abaixo assinada.

**Prof. Daniel Carlos Taissum Cardoso**

Orientador

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – PUC-Rio

**Prof. Júlio Jerônimo Holtz Silva Filho**

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – PUC-Rio

**Prof. Janine Domingos Vieira**

Universidade Federal Fluminense

**Prof. Márcio da Silveira Carvalho**

Coordenador Setorial do

Centro Técnico Científico – PUC-Rio

Rio de Janeiro, 29 de Setembro de 2017

Todos os direitos reservados. É proibida a reprodução total ou parcial do trabalho sem autorização da universidade, do autor e do orientador.

### **Eduardo Henrique de Barros Lima**

Graduou-se em Engenharia Civil no Departamento de Engenharia Civil da PUC-Rio em 2014. Em 2015 iniciou o curso de Mestrado em Engenharia Civil na PUC-Rio, na área de Estruturas, atuando na linha de pesquisa de concreto armado.

#### Ficha Catalográfica

Lima, Eduardo Henrique de Barros

Resistência residual de colunas de concreto armado em altas temperaturas / Eduardo Henrique de Barros Lima ; orientador: Daniel Carlos Taissum Cardoso. – 2017.

79 f. ; 30 cm

Dissertação (mestrado)–Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil, 2017.

Inclui bibliografia

1. Engenharia civil – Teses. 2. Resistência residual. 3. Colunas. 4. Concreto armado. 5. Altas temperaturas. I. Cardoso, Daniel Carlos Taissum. II. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil. III. Título.

CDD: 624

Aos meus pais Eduardo e Regina, pelos ensinamentos, conselhos e especialmente,  
pela dedicação para que eu tivesse uma boa formação proficional e pessoal.

## Agradecimentos

Ao meu orientador Prof. Daniel Carlos Taissum Cardoso, pela paciência, confiança, disposição, idéias e conhecimentos transmitidos para a realização deste trabalho.

À PUC-Rio, à CAPES e aos professores da universidade pelos ensinamentos transmitidos.

À minha namorada Isadora, pelo companheirismo e apoio desde o início desta nova etapa.

Aos colegas do curso e de laboratório, que compartilharam os prazeres e dificuldades deste jornada.

Aos técnicos de laboratório Euclides, José e Rogério, pelos ensinamentos e conselhos e por estarem sempre dispostos a ajudar.

## Resumo

Lima, Eduardo Henrique de Barros; Cardoso, Daniel Carlos Taissum. **Resistência Residual de Colunas de Concreto Armado Submetidas a Altas Temperaturas**. Rio de Janeiro, 2017. 79p. Dissertação de Mestrado - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

O concreto é conhecido por ter um bom desempenho quando exposto a altas temperaturas pelo fato de apresentar baixa condutividade térmica, ser incombustível e não exalar gases tóxicos. Entretanto, devido à sua composição heterogênea, o concreto sofre alterações físicas, químicas e mecânicas que podem comprometer sua integridade estrutural. Em estruturas de concreto armado, deve-se ter atenção especial aos pilares, cuja capacidade portante é reduzida significativamente em altas temperaturas e seu colapso, de natureza brusca, pode resultar na instabilidade global da estrutura. As reduções nas propriedades mecânicas dos materiais aliadas a lascamentos, fissuras e deformações excessivas podem comprometer seu desempenho, tornando-se necessária a verificação da segurança em situações de incêndio. Com o objetivo de analisar a resistência residual de colunas de concreto armado submetidas a altas temperaturas, foram realizados ensaios de compressão em corpos-de-prova cilíndricos de concreto simples de 5x10 cm submetidos a diferentes temperaturas (200 °C, 400 °C, 600 °C, 800 °C e 1000 °C) e de concreto armado de 15x30 cm com diferentes configurações de estribos e submetidos a distintos tempos de exposição (30, 60, 90 e 120 minutos). Em ambos os ensaios, os corpos-de-prova foram resfriados em temperatura ambiente. Os resultados do programa experimental comprovam a perda de resistência à compressão e seus valores foram comparados a modelos numéricos e ao “Método da Isoterma de 500 °C” constante na ABNT NBR 15200:2004 e no EUROCODE 2.

## Palavras-chave

Resistência Residual; Colunas; Concreto armado; Altas temperaturas.

## Abstract

Lima, Eduardo Henrique de Barros; Cardoso, Daniel Carlos Taissum (Advisor). **Residual Strength of Reinforced Concrete Columns Subject to Elevated Temperatures**. Rio de Janeiro, 2017. 79p. Dissertação de Mestrado - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Concrete is well-known for exhibiting good performance when exposed to elevated temperatures because its low thermal conductivity coefficient, noncombustible properties and reduced emission of toxic gases. However, due to its heterogeneous composition, concrete undergoes physical, chemical and mechanical alterations that can compromise its structural integrity. In reinforced concrete structures, special attention should be paid to the columns, in bearing capacity is reduced significantly at elevated temperatures and their collapse, naturally brittle, may result in overall instability of structure. Reductions in the mechanical properties of the steel and concrete combined with spalling, cracking and excessive deformation compromise its performance, making it necessary to verify the safety in fire situations. In order to analyze the residual strength of reinforced concrete columns submitted to elevated temperatures, compression tests were carried out on plain concrete cylindrical specimens of 5x10 cm exposed to different temperatures (200 °C, 400 °C, 600 °C, 800 °C and 1000 °C) and on reinforced concrete of 15x30 cm considering different stirrups configuration and exposure times (30, 60, 90 and 120 minutes). In both tests, the specimens were cooled to room temperature. The results of the experimental program demonstrate the loss of compression strength and their values were compared to those obtained numerical models and to the "Isotherm Method of 500 °C", recommended in ABNT NBR 15200: 2004 and in EUROCODE 2.

## Keywords

Residual strength; Columns; Reinforced concrete; Elevated temperatures.

## Sumário

1 INTRODUÇÃO	15
1.1. Considerações Gerais	15
1.2. Motivação	17
1.3. Objetivo	17
1.4. Organização da Dissertação	18
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	19
2.1. EFEITOS NO CONCRETO SUBMETIDO A ALTAS TEMPERATURAS	19
2.1.1. Efeito das Altas Temperaturas na Microestrutura do Concreto	20
2.1.2. Efeito das Altas Temperaturas na Macroestrutura do Concreto	22
2.1.3. Spalling no Concreto	24
2.1.4. Propriedades Mecânicas do Concreto a Altas Temperaturas	27
2.1.5. Efeitos dos Modos de Resfriamento no Concreto	31
2.2. EFEITOS NO AÇO SUBMETIDO A ALTAS TEMPERATURAS	32
2.3. EFEITOS NO CONCRETO ARMADO SUBMETIDO A ALTAS TEMPERATURAS	34
2.4. DIMENSIONAMENTO DE PILARES DE CONCRETO ARMADO SUBMETIDO A ALTAS TEMPERATURAS	36
2.4.1. Métodos Simplificados	37
2.4.2. Métodos Tabulares	39
2.4.3. Métodos Avançados	40
2.5. DISTRIBUIÇÃO DE TEMPERATURA NO CONCRETO SUBMETIDO A ALTAS TEMPERATURAS	41
3 PROGRAMA EXPERIMENTAL	44
3.1. Materiais	44
3.2. Definição do Traço	44
3.3. Moldagem e Cura	45
3.4. Descrição da Etapa I	47

3.5. Descrição da Etapa II	50
4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	55
4.1. Etapa I	55
4.2. Etapa II	60
4.3. Solução Numérica	65
4.4. Comparação com o “Método da Isotherma de 500°C”	71
5 CONCLUSÃO	74
5.1. Sugestões Para Trabalhos Futuros	75
REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA	76

## Lista de Figuras

Figura 1 - Transformações sofridas pelo concreto aquecido (KHOURY, 2000)	21
Figura 2 - Alteração na cor e resistência do concreto (CÁNOVAS, 1988)	23
Figura 3 - Porcentagem da resistência residual à compressão do concreto em função da temperatura (Chan et al., 1999)	24
Figura 4 - Redução da resistência à compressão do concreto em função da temperatura (EN 1992.1.2:2004)	29
Figura 5 - Modelo matemático para a relação tensão-deformação para o concreto comprimido sob altas temperaturas (EUROCODE 2, 2004)	30
Figura 6 - Diagramas tensão relativa-deformação para o concreto comprimido e com agregados silicocos em função da temperatura (EUROCODE 2, 2004)	31
Figura 7 - Diagramas tensão relativa-deformação para o concreto comprimido e com agregados calcáreos em função da temperatura (EUROCODE 2, 2004)	31
Figura 8 - Ruptura de pilar devido ao esforço cortante provocado pela expansão horizontal da laje do piso superior (BEITEL e IWANKIW, 2002)	36
Figura 9 - Seção Reduzida com exposição ao fogo nas quatro faces (Eurocode 2, 2004)	37
Figura 10 - Curva de Incêndio-Padrão (ISO 834, 1990)	38
Figura 11 - Redução da resistência e da seção transversal exposta ao fogo (EUROCODE 2, 2004)	39
Figura 12 – Processo iterativo-incremental para obtenção da capacidade resistente de colunas submetidas a altas temperaturas (Model Code, 2010)	41
Figura 13 - Concreto sendo misturado na betoneira	46
Figura 14 - Manta úmida utilizada para a cura dos corpos de prova	46
Figura 15 - Forno utilizado no aquecimento dos corpos de prova - Etapa I	47
Figura 16 - Máquina utilizada para o ensaio à compressão na Etapa I	49

Figura 17 - Aparato de medição de deslocamentos - Etapa I	49
Figura 18 - Armadura utilizada nos corpos de prova - Etapa II	50
Figura 19 - Carregamento térmico utilizado na Etapa II	52
Figura 20 - Forno utilizado para aquecimento dos corpos de prova - Etapa II	52
Figura 21 - Corpo de prova isolada termicamente nas extremidades com a utilização de lã de rocha	53
Figura 22 - Máquina utilizada para o ensaio à compressão na Etapa II	54
Figura 23 - Aparato de medição de deslocamentos - Etapa II	54
Figura 24 - Alteração na cor do concreto a temperaturas de 200, 400 e 600°C	55
Figura 25 - Coloração do concreto à 800°C	56
Figura 26 - Coloração do concreto à 1000°C	56
Figura 27 - Exemplos de amostras rompidas no ensaio à compressão (a) CP1_20, (b) CP1_200 e (c) CP1_1000	57
Figura 28 - Porcentagem da resistência residual à compressão do concreto em função da temperatura	58
Figura 29 - Porcentagem do módulo de elasticidade residual do concreto em função da temperatura	59
Figura 30 - Diagramas Tensão-Deformação para o concreto comprimido em função da temperatura	60
Figura 31 - <i>Spalling</i> explosivo nas amostras (a) CP1_90_2 (408 °C), (b) CP2_90_2 (400 °C) e (c) CP1_120_3 (422 °C)	61
Figura 32 - Exemplos de amostras rompidas no ensaio à compressão (a) CP1_30_2 (170 °C), (b) CP1_90_3 (422 °C) e (c) CP2_120_3 (496 °C)	62
Figura 33 - Diagramas Tensão-Deformação para o concreto armado comprimido em função do tempo de exposição a altas temperaturas (a) 2 estribos e (b) 3 estribos	64
Figura 34 - Resistências de corpos de prova com 2 e 3 estribos para diferentes tempos de exposição	65
Figura 35 – Distribuição de temperatura na seção transversal do corpo-de-prova de acordo com o tempo de aquecimento (a) 30 min, (b) 90 min e (c) 120 min	67
Figura 36 - Divisão da seção transversal em camadas de acordo com a temperatura	67

Figura 37 - Diagramas Tensão-Deformação para o concreto comprimido obtidos por método numérico e pelo programa experimental	68
Figura 38 – Diagrama tensão-deformação da solução numérica e experimental para o corpo-de-prova à temperatura ambiente	69
Figura 39 - Diagrama tensão-deformação da solução numérica e experimental para o corpo-de-prova aquecido por 30min	70
Figura 40 - Diagrama tensão-deformação da solução numérica e experimental para o corpo-de-prova aquecido por 90min	70
Figura 41 - Diagramas Tensão-Deformação para o concreto comprimido obtidos pelo programa experimental e “Método da Isoterma de 500 °C (a) 2 estribos e (b) 3 estribos	72

## Lista de Tabelas

Tabela 1 - Tipos de Spalling (KHOURY, 2006)	26
Tabela 2 - Parâmetros do traço utilizado	45
Tabela 3 - Resumo das condições associadas a cada amostra ensaiada na Etapa I	48
Tabela 4 - Resumo das condições associadas a cada amostra ensaiada na Etapa I	51
Tabela 5 - Valores de resistência à compressão axial e módulo de elasticidade do concreto de acordo com a temperatura máxima de exposição	57
Tabela 6 - Valores de resistência à compressão axial do concreto armado de acordo com o tempo de exposição a altas temperaturas	62
Tabela 7 - Valores médios de $f_{c,0}$ e $\epsilon_{c1,0}$ obtidos na Etapa I do Programa Experimental	68
Tabela 8 – Comparação entre os valores de resistência à compressão axial do concreto armado obtidos pelo “Método da Isoterma de 500 °C” e pelo Programa Experimental	73

*“Aponta pra fé e rema”.*

*Marcelo Camelo*

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1. Considerações Gerais

O concreto é conhecido por ter um bom desempenho ao fogo por ser um material incombustível, de baixa condutividade térmica e que não exala gases tóxicos quando submetido a altas temperaturas, características importantes do ponto de vista da segurança contra incêndios. No entanto, o concreto possui uma complexa distribuição de temperatura em seu interior, visto que é constituído de materiais heterogêneos, com propriedades termo-mecânicas diferentes. Por esse fato, as altas temperaturas existentes em situações de incêndio podem alterar suas características físicas, químicas e mecânicas. A perda de resistência da estrutura depende basicamente do grau de severidade do incêndio, traduzindo-se em deformações, fissurações e alterações das propriedades dos materiais que a compõem.

Segundo FIGUEIREDO, COSTA E SILVA (2002), a elevação gradual de temperatura provoca efeitos distintos no concreto verificando-se alteração na coloração, perda de resistência mecânica, esfarelamento superficial, fissuração e até a própria desintegração da estrutura.

Vários fatores influenciam o grau de alteração das características do concreto em altas temperaturas, como a área e o tempo de exposição ao fogo, a temperatura máxima atingida, a velocidade do resfriamento, o traço do concreto e o tipo de materiais que o compõem, uma vez que tanto a pasta de cimento quanto o agregado são constituídos de elementos que se alteram e se decompõem, em maior ou menor grau, com a exposição ao calor (CÁNOVAS, 1988; LIMA et al., 2004). A umidade inicial, o tamanho da peça e a taxa de crescimento da temperatura também são importantes, uma vez que governam o desenvolvimento das pressões internas dos produtos gasosos de decomposição (MEHTA e MONTEIRO, 1994).

Dentre os efeitos físicos provocados por altas temperaturas no concreto, um dos mais evidentes é o lascamento ou deslocamento. É de grande importância para esse fenômeno a estrutura dos poros existente no material. A água presente na matriz cimentícia evapora, gerando pressões intensas nos poros do concreto, que por sua vez, provocam deslocamentos, ou seja, desprendimento das camadas de concreto do elemento estrutural. A estrutura típica de concretos de baixa resistência é caracterizada por uma rede ampla de poros, com diâmetros maiores, o que facilita o escape do vapor de água, reduzindo a poro-pressão. Já uma matriz de concreto mais densa ou com poros mais finos possui uma sensibilidade maior às condições térmicas extremas, já que apresenta uma porosidade menor e assim, valores de tensões mais elevadas, agravando o fenômeno (LIMA et. al., 2004). Altos gradientes de temperatura, baixa permeabilidade e altas taxas de armadura também podem contribuir com o lascamento (CAVALCANTI & SILVA, 2013).

Segundo KHOURY (2003), a taxa de aquecimento influencia diretamente o desenvolvimento de tensões térmicas, o aumento da poro-pressão e a possibilidade de ocorrer deslocamentos explosivos. A temperatura máxima influencia o nível de deterioração das propriedades mecânicas do concreto e da armadura. Como as taxas de aquecimento são elevadas, o concreto desenvolve gradientes de temperatura na seção transversal, onde apenas as regiões superficiais, que ficam em contato direto com o fogo ou com a fonte de calor, estarão submetidas à temperatura máxima. Além disso, a distribuição de temperatura na seção transversal é influenciada pela duração do incêndio, condições de aquecimento, geometria da peça exposta e tipo de concreto.

Algumas propriedades do concreto afetadas pela temperatura são resistência à compressão, comportamento tensão-deformação, calor específico, condutividade térmica e massa específica. E, no caso de estruturas de concreto armado, o aço também pode ter sua resistência ao escoamento e seu módulo de elasticidade alterados e a combinação das alterações de características dos dois materiais pode ser bastante prejudicial para o comportamento final do material.

## **1.2. Motivação**

O concreto é um material comumente empregado na construção civil nos mais diversos tipos de estruturas e apresenta um comportamento complexo quando submetido a elevadas temperaturas. O fato de ser um dos materiais mais utilizados no mundo exige que sejam feitas pesquisas para avaliar suas propriedades em situações diversas, como em incêndio. Particular atenção deve ser dada aos pilares, cujo colapso é de natureza brusca e pode ocasionar instabilidade global da estrutura.

Pesquisas referentes à exposição de elementos de concreto a altas temperaturas conduzem a resultados muito variáveis, o que dificulta a generalização dos conhecimentos a respeito do assunto. Há diversos aspectos que são relevantes e que interagem simultaneamente tornando a análise do comportamento do concreto exposto ao fogo complexo e não preciso.

As recomendações existentes nas normas nacionais e internacionais são normalmente voltadas para avaliação de elementos em situação de incêndio, mas não há provisões específicas para avaliação da resistência residual de elementos de concreto armado. O conhecimento do comportamento residual do concreto armado é de extrema importância, pois tem implicância direta na decisão de se reforçar ou demolir uma estrutura. Além disso, a curva de incêndio-padrão considerada pelas normas não representam um incêndio real. Segundo ANDERBERG (2003), a curva de incêndio-padrão corresponde a um incêndio severo, mas não o mais severo.

## **1.3. Objetivo**

O objetivo geral dessa dissertação é avaliar o comportamento residual de colunas de concreto armado submetidas a altas temperaturas a partir da realização de programa experimental voltado para elementos estruturais com baixa resistência mecânica e submetidos a taxas de carregamento térmico mais amenas, procurando reproduzir condições reais. Para caracterização das propriedades mecânicas residuais do concreto, foram realizados ensaios de compressão uniaxial

em corpos-de-prova cilíndricos de concreto simples de 5x10 cm submetidos a diferentes temperaturas (200 °C, 400 °C, 600 °C, 800 °C e 1000 °C). Em seguida, com o objetivo de avaliar a influência das armaduras no comportamento residual, foram ensaiados corpos-de-prova cilíndricos de concreto armado de 15x30 cm com diferentes configurações de armadura transversal e carregados a uma taxa de aproximadamente 5 °C/min por distintos tempos de exposição (30, 60, 90 e 120 minutos). Por fim, análises numéricas são realizadas para estimativa da distribuição de temperaturas no interior do elemento estrutural e um método geral é proposto para previsão do comportamento. Os resultados experimentais também são comparados ao “Método da Isoterma de 500 °C”, constante na norma brasileira ABNT NBR 15200:2004 e no EUROCODE 2 (EN 1992-1-2:2004).

#### **1.4. Organização da Dissertação**

A dissertação está estruturada em 6 capítulos. O primeiro apresenta as considerações gerais sobre o tema da pesquisa e as motivações e objetivos que levaram à realização do mesmo.

O segundo apresenta uma Revisão Bibliográfica sobre o tema da pesquisa, contendo informações sobre os efeitos no concreto, aço e concreto armado com a temperatura, métodos de dimensionamento de colunas de concreto armado submetidas a altas temperaturas constantes na ABNT NBR15200:2004 e na Eurocode 2 (2004) e a distribuição de temperatura na seção transversal do concreto.

No terceiro capítulo são apresentadas as etapas do programa experimental adotadas na pesquisa, descrevendo os parâmetros utilizados.

O capítulo quatro destina-se à apresentação e à análise dos resultados experimentais obtidos na pesquisa.

O quinto capítulo engloba a solução numérica e a comparação com o “Método da Isoterma de 500 °C”, constante na ABNT NBR15200:2004 e na Eurocode 2 (2004) .

O sexto capítulo engloba as conclusões decorrentes da realização desta pesquisa e sugestões para trabalhos futuros.

## **2**

# **REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

### **2.1.**

## **EFEITOS NO CONCRETO SUBMETIDO A ALTAS TEMPERATURAS**

De modo geral, o concreto apresenta um comportamento complexo e instável durante os primeiros instantes ao ser aquecido, devido às mudanças na microestrutura do material. Quando exposto a altas temperaturas, o concreto sofre diversas alterações químicas e físicas na pasta de cimento e nos agregados que o compõem. Dentre as alterações, algumas são reversíveis após o resfriamento e outras são irreversíveis, essas últimas responsáveis por reduções significativas das propriedades mecânicas e, conseqüentemente, da capacidade resistente da estrutura.

As propriedades termo-hidro-mecânicas são alteradas em função da temperatura, taxa de aquecimento, teor de umidade inicial, geometria e dimensões do elemento estrutural, área de exposição, tipo de carregamento, materiais constituintes, etc. A grande quantidade de parâmetros leva à necessidade de se estudar a influência das altas temperaturas sobre o concreto sob os pontos de vista macro e microestrutural.

Além disso, mesmo em laboratório, a metodologia e parâmetros adotados nos ensaios, tais como o método utilizado, o tamanho do corpo de prova, as taxas de aquecimento e resfriamento, os tipos de agregados, o tipo de cura, a temperatura máxima de exposição, a umidade do concreto, a relação água/cimento, dentre outros, influenciam nos resultados. Desta forma, existe ampla variação nos resultados das propriedades mecânicas apresentadas pelos estudos experimentais, dificultando uma melhor comparação e generalização dos resultados apresentados.

### 2.1.1.

#### Efeito das Altas Temperaturas na Microestrutura do Concreto

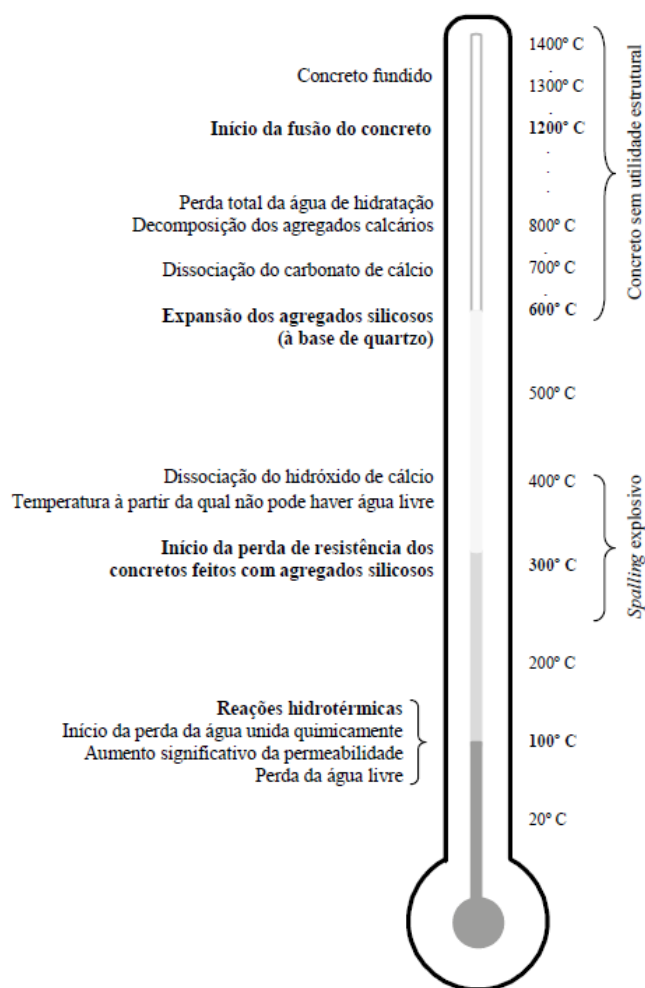
A maioria das alterações nas propriedades do concreto em altas temperaturas é resultado de alterações físico-químicas, como a evaporação da água da pasta de cimento e dos agregados, dissociação do hidróxido de cálcio e descarbonatação dos agregados calcários e transformações na estrutura cristalina dos agregados à base de quartzo. Essas alterações, aliadas à deformação diferencial da pasta de cimento e agregados, provocam microfissuração e degradação da microestrutura do concreto (FIB, 2008).

LIMA et. al. (2004) afirma que, em termos microscópicos, a estrutura do concreto é mais complexa, visto que as duas fases da estrutura não estão distribuídas homogeneamente uma em relação à outra, nem são em si mesmas homogêneas. Podem ocorrer situações onde a pasta é extremamente densa, comparável ao agregado graúdo, e outras que, a pasta é porosa, prevalecendo uma estrutura com vazios capilares. A presença de agregado graúdo gera uma descontinuidade na pasta, provocando diferenças significativas na sua estrutura em regiões próximas ao mesmo. Essa interface entre os constituintes apresenta-se como uma camada delgada e é denominada de zona de transição. Geralmente, a zona de transição, por sofrer acúmulo de água, é menos resistente que as demais fases do concreto.

Em nível mais profundo, cada uma das fases é subdividida em elementos com natureza diversa. As partículas de agregado são formadas por inúmeros minerais, além de microfissuras e vazios. A matriz da pasta e a zona de transição contêm, geralmente, uma distribuição heterogênea de cristais, com diferentes tipos e quantidades de fases sólidas, poros e microfissuras (MEHTA e MONTEIRO, 1994).

Ainda de acordo com MEHTA E MONTEIRO (1994), a pasta de cimento hidratado é composta por fases sólidas, sendo as principais: silicato de cálcio hidratado, conhecida como C-S-H, correspondendo de 50 a 60% do volume de sólidos; hidróxido de cálcio ( $\text{Ca(OH)}_2$ ), chamado de portlandita, correspondendo de 20 a 25%; sulfoaluminatos de cálcio, conhecido como etringita, encontrados de 15 a 20%; e grãos de clínquer não hidratados.

A pasta contém grande quantidade de água capilar e água adsorvida, que evaporam com o aumento da temperatura e geram aumento de pressão de vapor no interior dos poros. Quando esta pressão se torna muito alta, provoca lascamentos superficiais, conhecidos como *spalling*. Na Figura 1, extraída de KHOURY (2000), é apresentado um resumo das transformações sofridas concreto durante o aquecimento.



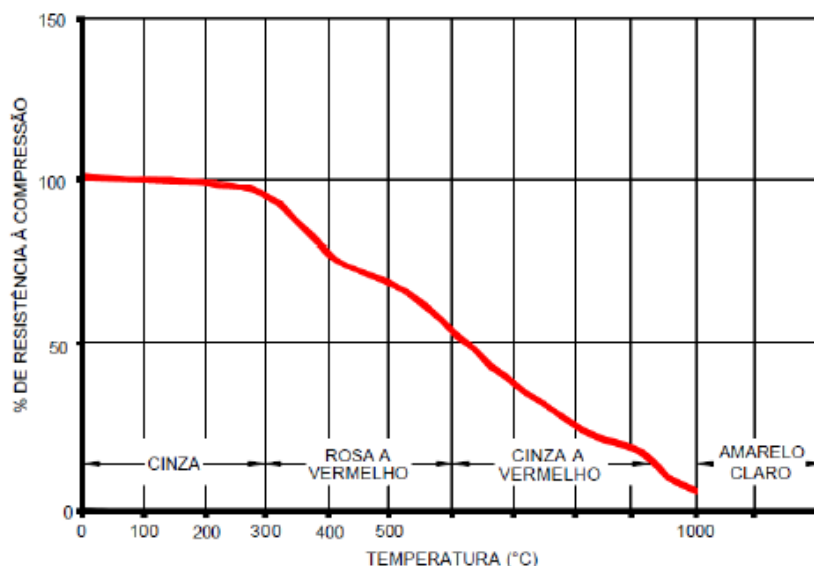
**Figura 1 - Transformações sofridas pelo concreto aquecido (KHOURY, 2000)**

### 2.1.2.

#### **Efeito das Altas Temperaturas na Macroestrutura do Concreto**

A primeira forma de analisar se o concreto sofreu alterações devido às altas temperaturas é a inspeção visual. Segundo CÁNOVAS (1988), no processo de elevação da temperatura o concreto vai sofrendo uma série de mudanças na coloração, especialmente se os agregados são silicosos e calcários, devido a presença de componentes ferrosos nos mesmos.

CÁNOVAS (1988) descreve que, até 200 °C, a cor do concreto é cinza e que não ocorrem reduções significativas nas propriedades mecânicas. Entre 300 à 600 °C, a coloração adquire um tom de rosa a vermelho e a resistência à compressão tem reduções da ordem de 50% com relação ao valor à temperatura ambiente. Acima de 600 até 950 °C, a cor muda novamente para um cinza com pontos avermelhados, o que indica friabilidade e alta sucção de água, e a resistência à compressão é muito pequena. De 950 a 1000 °C, a cor muda para amarelo alaranjado, ocorrendo a sinterização do concreto. Finalmente, entre 1000 e 1200 °C, o concreto sofre sinterização, sua cor se torna amarelo claro e suas resistências são totalmente anuladas, restando só um material calcinado e mole. Segundo SHORT et al. (2001), a intensidade da mudança na coloração do concreto depende do tipo de agregado, sendo maior para agregados silicosos e menor para agregados calcários e ígneos. A Figura 2 relaciona a perda percentual de resistência e a alteração da coloração com o aumento da temperatura.



**Figura 2 - Alteração na cor e resistência do concreto (CÁNOVAS, 1988)**

Apesar de não haver uma correlação direta da cor do concreto aquecido com a sua resistência, é interessante avaliar as alterações de cores, pois podem servir de indicador para reduções mais significativas da resistência do concreto.

Segundo a FIB (2008), as camadas do concreto que foram aquecidas a temperaturas acima de 300°C devem ser removidas e posteriormente reconstituídas. Além disso, deve ser garantida uma boa aderência entre os materiais novos e os já existentes para ser obtido um bom desempenho estrutural do elemento.

A Figura 3, extraída de Chan et al. (1999), ilustra a resistência residual do concreto convencional (NSC – Normal Strength Concrete) e de alta resistência (HSC1 e HSC2 – High Strength Concrete), com resistências à compressão de 39, 76 e 94 MPa respectivamente, em função da temperatura.

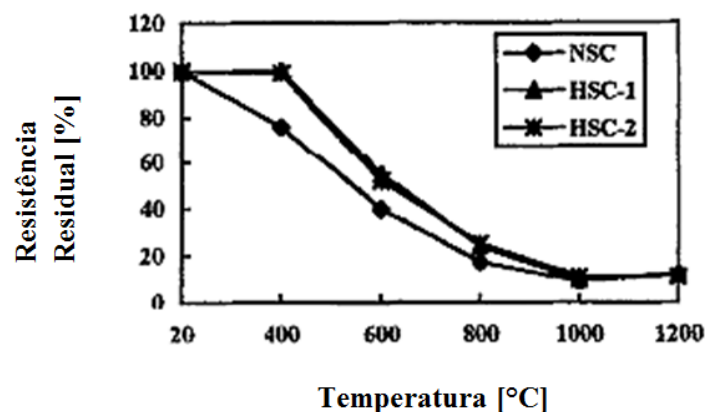


Figura 3 - Porcentagem da resistência residual à compressão do concreto em função da temperatura (Chan et al., 1999)

### 2.1.3. Spalling no Concreto

Um dos mais complexos e pouco compreendidos fenômenos ocorridos no concreto a altas temperaturas é o *spalling*. Este fenômeno consiste no lascamento, de forma explosiva ou não, da superfície do elemento de concreto submetido a um incêndio, com redução da área resistente do concreto. O *spalling* pode ser classificado em diversos tipos: *spalling* dos agregados, explosivo, superficial, por delaminação, de canto e pós-resfriamento (FIB,2007).

Não há uma divisão clara entre os tipos de *spalling* apresentados, já que em um único incêndio podem ocorrer diversos tipos e até mesmo todos. Além disso, a extensão e a severidade do *spalling* podem variar bastante, desde a expulsão de pequenos pontos localizados até destacamento de grandes porções do cobrimento. O *spalling* explosivo é considerado o mais severo dentre todos. Sua ocorrência pode resultar no lascamento de forma explosiva de camadas de concreto com espessuras de 25 a 100mm. Os fatores que influenciam a ocorrência do *spalling* explosivo incluem: resistência, idade e permeabilidade do concreto, taxa de aquecimento e intensidade dos gradientes térmicos na seção transversal, dimensões e forma da seção transversal, tipo e tamanho dos agregados, teor de umidade do concreto, presença de fissuras, tipo e quantidade de armaduras e tipo de carregamento aplicado. O *spalling* explosivo pode ocorrer de duas formas:

devido à poro-pressão no concreto ou devido às tensões térmicas, ambas influenciadas pelos carregamentos aplicados. Elas podem ocorrer isoladamente ou simultaneamente, dependendo das dimensões da seção transversal, materiais constituintes e teor de umidade do concreto (FIB, 2007). Em concretos de resistência convencional ( $f_{ck} \leq 50$  MPa), esse fenômeno decorre do comportamento diferencial a altas temperaturas dos materiais componentes do concreto e da pressão interna provocada pela água ao evaporar. Em concretos de alta resistência, a causa do *spalling* é preponderantemente a pressão interna devido o vapor d'água, devido à menor porosidade e dificuldade de percolação da água.

Segundo KALIFA et. al. (2000), o *spalling* é resultado de dois principais processos independentes, que ocorrem simultaneamente no interior do concreto aquecido. O primeiro deles é o processo termo-mecânico, sendo associado ao aparecimento de tensões geradas pelos gradientes térmicos que ocorrem na estrutura. O segundo é de origem termo-hidráulica e está associada à transferência de ar, vapor e água através da rede de poros, resultando no aparecimento de gradientes de pressão no interior do concreto com subsequentes acréscimos de pressão nos poros.

De acordo com KHOURY (2006), o *spalling* pode ser subdividido em categorias baseadas no local e na intensidade do fenômeno, que são apresentadas de forma resumida na Tabela 1.

**Tabela 1 - Tipos de Spalling (KHOURY, 2006)**

<i>Spalling</i>	<i>Tempo provável de ocorrência</i>	<i>Natureza</i>	<i>Som</i>	<i>Severidade</i>	<i>Fatores de influência</i>
Agregados	7 a 30 min.	Separação	“Pipocamento”	Superficial	T, E, S, D, U
Canto	30 a 90 min.	Não violento	Nenhum	Pode ser severo	M, E, Fc, As
Superficial	7 a 30 min.	Violento	Fissuração	Pode ser severo	T, U, P, Fc T, E, A, Fs, I,
Explosivo	7 a 30 min.	Violento	Explosão	Severo	C, G, P, Q, As, A, U, S
Delaminação	Quando o concreto perde resistência	Não violento	Nenhum	Pode ser severo	M, Fs, C, Q, As
Após o resfriamento	Durante e após o resfriamento, com absorção de umidade	Não violento	Nenhum	Pode ser severo	M, Fs, C, Q, As, UA, AT

E: Expansão térmica dos agregados	P: Permeabilidade
D: Difusividade térmica dos agregados	Q: Forma da seção transversal
Fs: Resistência do concreto ao cisalhamento	As: Área de aço
Fc: Resistência do concreto à compressão	A: Tamanho dos agregados
I: Idade do concreto	M: Temperatura máxima
T: Taxa de aquecimento	U: Teor de umidade
C: Carregamento/restrições	S: Dimensões da seção transversal
G: Gradientes térmicos	UA: Absorção de umidade
AT: Tipo de agregado	

A ocorrência do *spalling* deve ser evitada ao máximo, visto que pode diminuir significativamente os níveis de segurança de uma estrutura em situação de incêndio. A incapacidade de se prever a ocorrência desse fenômeno é um fator que limita o desenvolvimento de modelos de cálculo para prever o comportamento de estruturas de concreto em altas temperaturas. A complexidade dos diversos fatores de influência do *spalling* faz com que seja difícil deduzir um modelo analítico confiável (FIB, 2007). Normas técnicas como o Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004) apresentam poucas descrições a respeito do *spalling*. Segundo a norma, o *spalling* explosivo deve ser evitado ou terá influência no desempenho do elemento.

As principais consequências do *spalling* são a exposição direta das armaduras ao fogo, reduzindo suas resistências devido ao aquecimento, e a redução da área da seção transversal do elemento, o que diminui sua capacidade resistente, pois há um aumento da tensão aplicada ao concreto e aço remanescentes (FLETCHER et al., 2007).

HUANG, BURGESS e PLANK (2006) verificaram que o colapso da estrutura como um todo ocorre sempre por instabilidade dos pilares. Por esse

motivo, eles ressaltam a necessidade de medidas de proteção para os pilares, principalmente contra o *spalling*.

Há algumas alternativas técnicas que vêm sendo estudadas com o objetivo de minimizar ou eliminar a tendência ao deslocamento explosivo. Uma delas consiste no uso de aditivos incorporadores de ar, que acabam reduzindo a capacidade portante do concreto devido à elevação do volume de vazios (ANDERBERG et al., 1997). Outra alternativa é a utilização de fibras de polipropileno, as quais derretem com a elevação da temperatura, criando poros adicionais que podem ser preenchidos pelo vapor d'água ou criando caminhos para a circulação dos gases para a superfície da matriz cimentícia (KALIFA et al., 2001). Segundo a FIB (2007), os meios mais eficazes para reduzir a probabilidade de ocorrência do *spalling* explosivo são: uso de proteção térmica nas estruturas, adição de fibras de polipropileno à mistura de concreto (0,05% a 0,1% em massa), uso de aditivo incorporador de ar, uso de agregados de baixa expansão térmica e estáveis sob altas temperaturas e adoção de seções transversais com maiores dimensões.

#### **2.1.4.**

#### **Propriedades Mecânicas do Concreto a Altas Temperaturas**

A combinação das alterações físicas e químicas do concreto resulta na redução de sua resistência. Segundo FLETCHER et al (2007), a temperatura crítica a partir da qual o concreto perde significativamente sua resistência varia conforme o agregado. Tal temperatura seria de 650 °C para concretos com agregados leves, 660 °C para concretos com agregados calcários e 430 °C para concretos com agregados silicosos.

Quanto à influência das altas temperaturas na perda de resistência no concreto, três intervalos de comportamento podem ser destacados: 20-400 °C, no qual os concretos de alta resistência, em geral, mantém sua resistência original (ao contrário do concreto de resistência normal); 400-800 °C, em que há uma grande perda da resistência original (principalmente em temperaturas acima de 600°C) e

acima de 800 °C, na qual apenas uma pequena parcela da resistência original é mantida (CHAN et al., 1999).

De acordo com o EUROCODE 2 (EN 1992.1.2:2004), o valor de cálculo das propriedades mecânicas dos materiais (resistências e módulo de elasticidade) é expresso genericamente segundo a Equação 1.

$$X_{d,fi} = k_{\theta} \cdot \frac{X_k}{\gamma_{M,fi}} \quad (1)$$

Onde:

$X_{d,fi}$  é o valor de cálculo da propriedade mecânica do material sob altas temperaturas;  $k_{\theta}$  é o fator de redução em função da temperatura do material;  $X_k$  é o valor característico da referida propriedade à temperatura ambiente;  $\gamma_{M,fi}$  é o coeficiente de redução da resistência para verificação sob altas temperaturas.

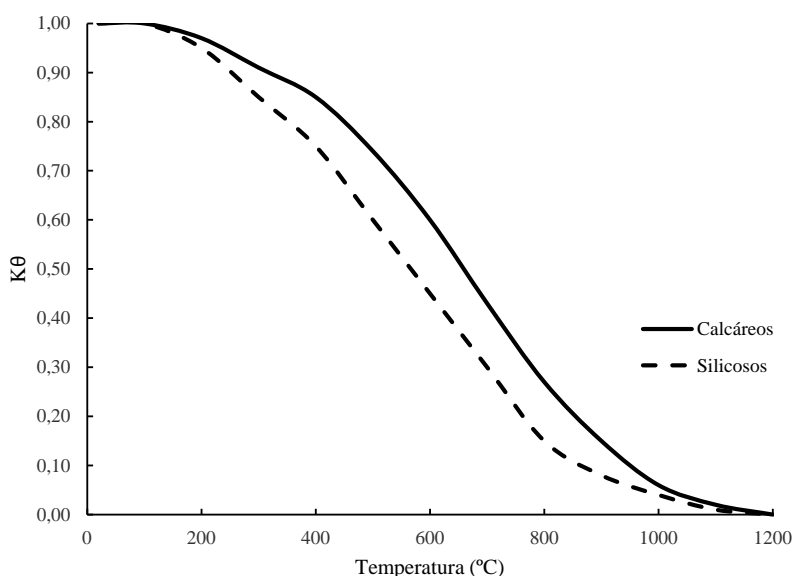
O EUROCODE 2 (2004) recomenda adotar 1,0 para os coeficientes de segurança das propriedades térmicas e mecânicas do concreto e do aço utilizado para as armaduras passivas e ativas. A Norma ABNT NBR 15200:2004 recomenda adotar 1,2 para o coeficiente de segurança do concreto e 1,0 para o aço, para a combinação excepcional de ações, conforme Tabela 12.1 da Norma ABNT NBR 6118:2004. É importante ressaltar que esses coeficientes são válidos para a avaliação da segurança estrutural durante o incêndio. Em condições pós-incêndio, caso a estrutura seja reaproveitada, deve ser verificada para combinações normais de utilização, que vigorão dali em frente.

#### 2.1.4.1.

#### Resistência à Compressão do Concreto a Altas Temperaturas

A influência da temperatura na resistência à compressão do concreto depende de vários fatores como o tipo de agregado utilizado, regime de aquecimento, tempo de exposição e a forma de resfriamento na ação de combate ao incêndio.

Alguns autores concluíram que o concreto de resistência normal perde 10-20% de sua resistência à compressão original quando aquecido à cerca de 300°C, e 60-75% quando aquecido em torno de 600 °C (PHAN e CARINO, 2000; XIAO e KÖNIG, 2004). A Figura 4 apresenta a variação do coeficiente  $k_\theta$  com a temperatura para determinação da resistência de acordo com o EUROCODE 2 (2004), de onde pode-se observar que o concreto com agregados calcários apresenta resistência à compressão maior quando comparado ao concreto com agregados silicosos para uma mesma temperatura.



**Figura 4 - Redução da resistência à compressão do concreto em função da temperatura (EN 1992.1.2:2004)**

#### 2.1.4.2.

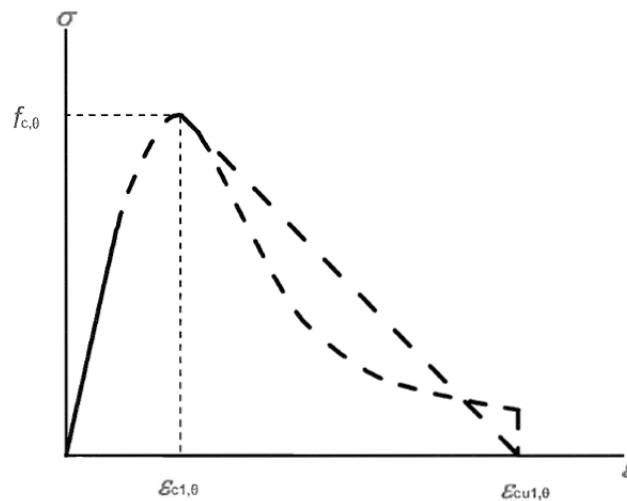
#### Diagramas Tensão-Deformação para o Concreto sob Compressão

De acordo com o EUROCODE 2 (2004), a construção do diagrama tensão-deformação do concreto comprimido em situação de incêndio pode ser feita segundo Equação 2:

$$\sigma_{c,\theta} = \frac{3 \cdot \varepsilon \cdot f_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta} \cdot \left[ 2 + \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)^3 \right]} \quad (2)$$

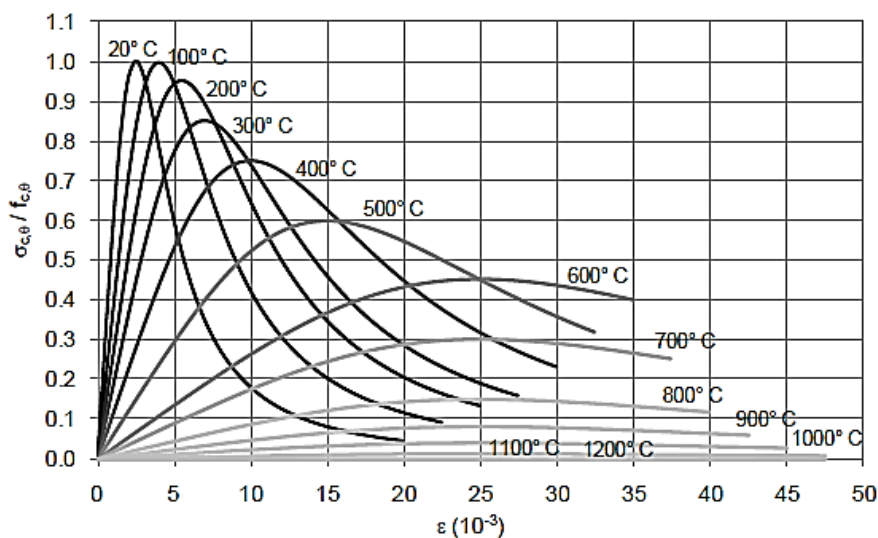
onde  $\sigma_{c,\theta}$  é o valor da tensão à compressão do concreto à temperatura  $\theta$  para uma certa deformação específica  $\varepsilon$ ;  $f_{c,\theta}$  é a resistência máxima à compressão do concreto para  $\theta$ ; e  $\varepsilon_{c1,\theta}$  é a deformação específica correspondente à tensão de resistência máxima do concreto.

A Eq. 2 é válida para o ramo ascendente ( $\varepsilon \leq \varepsilon_{c1,\theta}$ ). Para o ramo descendente ( $\varepsilon_{c1,\theta} < \varepsilon \leq \varepsilon_{cu1,\theta}$ ), pode ser considerado um modelo não linear, definido pela mesma Eq. 2 ou por um modelo linear, conforme Figura 5.

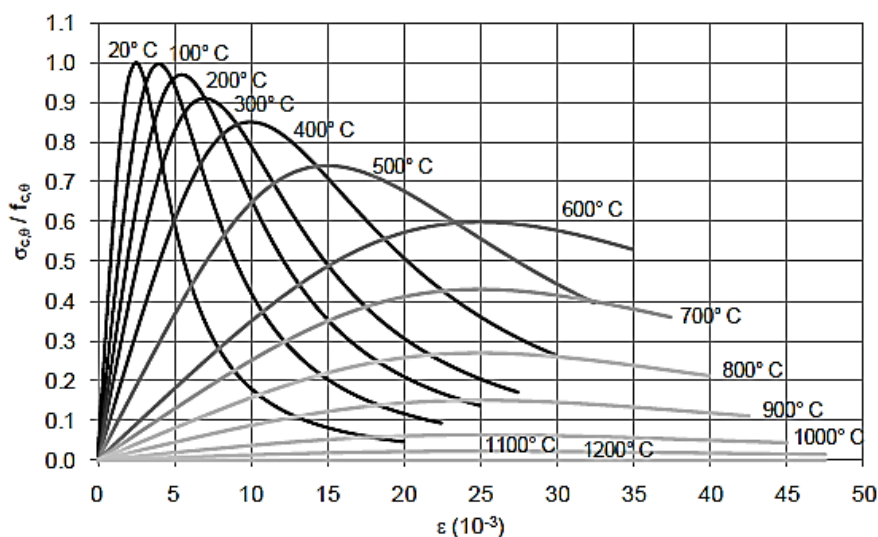


**Figura 5 - Modelo matemático para a relação tensão-deformação para o concreto comprimido sob altas temperaturas (EUROCODE 2, 2004)**

Com base nas informações descritas nos parágrafos anteriores, curvas tensão relativa, ou normalizada, ( $f_{c,\theta}/f_{ck}$ ) *versus* deformação podem ser obtidas, reproduzidas nas Figuras 6 e 7, respectivamente para concretos com agregados silicosos e com agregados calcáreos.



**Figura 6 - Diagramas tensão relativa-deformação para o concreto comprimido e com agregados silicicos em função da temperatura (EUROCODE 2, 2004)**



**Figura 7 - Diagramas tensão relativa-deformação para o concreto comprimido e com agregados calcáreos em função da temperatura (EUROCODE 2, 2004)**

### 2.1.5. Efeitos dos Modos de Resfriamento no Concreto

A forma em que o concreto é resfriado é outro fator que influencia na redução da resistência do concreto. SILVA (2012) afirma que o valor da resistência após o resfriamento depende da temperatura atingida e da velocidade

de resfriamento. Quanto mais rápido o resfriamento, mais prejudicial será para a resistência do concreto.

Em estudos realizados por MORALES et al. (2011), o efeito da elevação da temperatura sobre o concreto e argamassas de cimento é bastante acentuado e compromete a integridade da estrutura quando a temperatura ultrapassa os 300 °C, principalmente quando essa elevação é seguida de resfriamento brusco. As diferenças chegaram a ser de até 25% entre os tipos de resfriamento. XIAO E KONIG (2004) observaram que, o resfriamento brusco provoca perdas maiores para temperaturas de exposição até 400 °C. Isto se deve à maior quantidade de fissuras provenientes do choque térmico ao ser submerso em água. Após 600 °C, a diferença torna-se insignificante.

NEVILLE (2015) constatou que o resfriamento dentro da câmara de combustão apresentaria perdas menores de que ao ar livre, uma vez que a taxa de resfriamento seria ainda menor. Essa situação, no entanto, não reproduz o que ocorre em edifícios reais.

## **2.2. EFEITOS NO AÇO SUBMETIDO A ALTAS TEMPERATURAS**

Segundo YOSHICIA et al. (1993), os aços utilizados para armadura podem sofrer perda significativa de resistência quando aquecidos. Embora o comportamento dependa do tipo de aço utilizado e das condições de aquecimento, a capacidade resistente pode ser recuperada após o resfriamento se a temperatura máxima atingida for menor que 450 °C para os aços laminados a frio e 600 °C para os laminados a quente. Em temperaturas superiores à 700 °C, as transformações sofridas pelo aço podem ser consideráveis, tornando-se necessário um estudo micrográfico para determinar sua capacidade residual.

A resistência do aço das armaduras passivas praticamente não é afetada para temperaturas abaixo de 400 °C. Em temperaturas mais elevadas, a resistência do aço deve ser avaliada. As propriedades dos aços laminados a quente, geralmente utilizados nas armaduras passivas, são quase totalmente recuperadas após um ciclo de aquecimento a 500 °C e perdem de 20 a 30% dos seus valores originais

após ciclos de 650-850 °C. No caso dos aços utilizados para armaduras ativas sob temperaturas acima de 550 °C, a perda de resistência é elevada. Partículas de fumaça e fuligem devem ser analisadas, pois podem induzir à corrosão do aço. (FIB, 2008).

Segundo FLETCHER et al. (2007) as barras de aço devem ser protegidas contra a exposição a temperaturas superiores a 250-300 °C. Isso se deve ao comportamento conhecido como *blue brittleness* dos aços com baixo teor de carbono em sua composição, manifestando-se por redução da ductilidade do material.

FELICETTI et al. (2009) investigaram experimentalmente as propriedades residuais de barras de aço laminadas a quente após um ciclo de aquecimento e concluíram que as barras aquecidas acima de 550°C apresentaram perda significativa de resistência de escoamento (40 a 45%) e resistência última (30%).

Quanto às propriedades térmicas, com o aumento da temperatura, a condutividade térmica diminui e o calor específico aumenta ligeiramente. Em estruturas de concreto armado, essas variações não são significativas na maioria das vezes, uma vez que a taxa de armadura numa seção transversal é baixa a ponto de não influenciar a distribuição de temperaturas. Uma exceção ocorre no pico da curva de calor específico do aço em torno de 730 °C, que pode atrasar ligeiramente o aumento de temperatura nas barras de aço. Isso só é válido caso ainda há estabilidade (FIB, 2008).

A elevação da temperatura no aço provoca transformações em sua cristalografia. O ponto eutético é aquele em que a austenita começa a se transformar em perlita. Até o aço atingir a temperatura correspondente ao ponto eutético (cerca de 720°C), pode-se considerar que ele recupera totalmente a resistência inicial ao ser resfriado. Além dessa temperatura, o aço perde alguma resistência (SILVA et al., 2006).

### 2.3. EFEITOS NO CONCRETO ARMADO SUBMETIDO A ALTAS TEMPERATURAS

É de extrema importância avaliar a resistência residual de estruturas de concreto armado, já que os elementos submetidos a altas temperaturas podem sofrer alterações em suas propriedades mesmo sem apresentar danos superficiais visíveis. Segundo KHOURY (2000 apud GEORGALI e TSAKIRIDIS, 2005), o comportamento real do concreto armado em situação de incêndio é controlado pelo histórico de estados de tensões multiaxiais, temperaturas e teores de umidade.

Em concreto armado, um efeito físico significativo é a perda de aderência da região de transição entre o aço e o concreto, que já pode ser observado a temperaturas próximas a 100°C. Variações pequenas de temperatura não costumam ocasionar o aparecimento de tensões internas no concreto armado, já que os coeficientes de dilatação térmica do aço e do concreto são similares. No entanto, quando as variações de temperatura são grandes, o calor provoca mudanças físico-químicas nos materiais causando expansões térmicas diferenciadas significativas entre a massa de concreto e a armadura, prejudicando a aderência e originando tensões que levam o concreto a se desagregar, fissurar e deslocar, expondo as armaduras ao fogo. A perda total da aderência ocorre a temperaturas de 600 °C e um resfriamento brusco da estrutura (incêndios extintos com água) e a ocorrência de lascamentos contribuem para que esse fenômeno ocorra (XIAO, 2004).

Os fatores que levam à fissuração do concreto em altas temperaturas são geralmente similares àqueles que originam o *spalling*. A expansão térmica e desidratação do concreto devido ao aquecimento podem levar à formação de fissuras, ocorrendo ou não *spalling* explosivo simultâneo. Essas fissuras podem colaborar com o aquecimento das barras de aço, podendo gerar mais expansão térmica e fissuração mais intensa (FLETCHER et al. 2007).

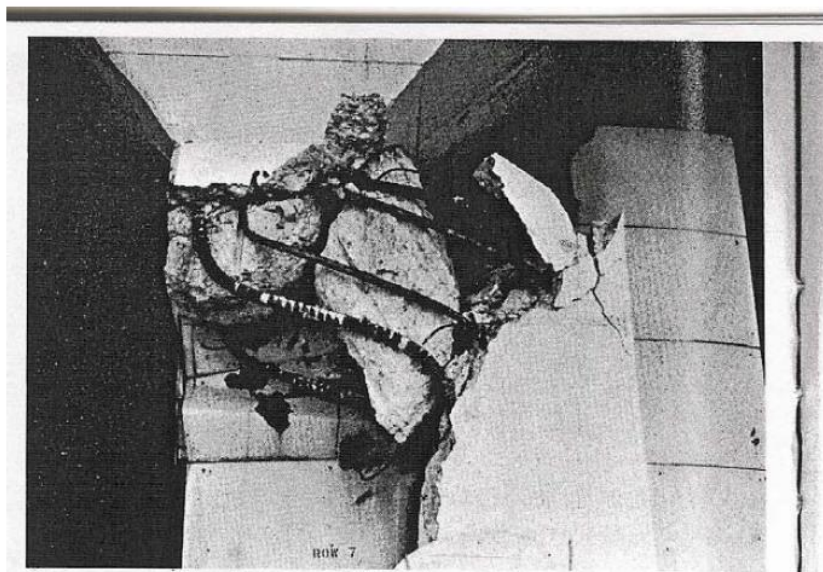
GEORGALI e TSAKIRIDIS (2005) estudaram o caso de um edifício de concreto armado após um incêndio, avaliando principalmente a profundidade das fissuras nos elementos estruturais. Foi constatado que a profundidade das fissuras depende da temperatura atingida pelo incêndio e que essas fissuras possuem penetração considerável nos elementos de concreto armado. Os maiores danos situam-se próximos à superfície, mas análises de coloração do concreto e

características das fissuras indicaram que próximo às armaduras a temperatura havia atingido 700°C.

Deslocamentos explosivos podem ocorrer em colunas de concreto armado, ocasionando a ruptura prematura do elemento estrutural, reduzindo sua resistência ao calor. Segundo CHUNG e CONSOLAZIO (2005), a presença das barras de aço influencia no transporte de água no interior do concreto aquecido, forçando a água a contornar as barras, aumentando a pressão nos poros do concreto e assim, aumentando o risco de *spalling*. Entretanto, a retenção da água em torno das barras altera a transmissão de calor, tendendo a reduzir a temperatura no interior do concreto.

KODUR e MCGRATH (2001) também avaliaram o comportamento de pilares confinados em concreto armado sob altas temperaturas e seus resultados indicam que pilares em concreto de alta resistência apresentam uma resistência ao fogo menor quando comparados aos pilares em concreto de resistência convencional para níveis iguais de confinamento. O tipo de agregado, a resistência do concreto, a intensidade de carga, o detalhamento e espaçamento dos estribos influenciaram significativamente no comportamento do concreto de alta resistência sob temperaturas elevadas. Não foram observados deslocamentos significativos nos primeiros estágios de exposição ao calor.

Segundo BAILEY (2002), casos reais de colapso de estruturas de concreto armado em situação de incêndio já foram atribuídos a falhas na continuidade das armaduras, incapacidade da estrutura de resistir aos grandes deslocamentos horizontais provocados pela expansão térmica de lajes e perda do cobrimento das armaduras devido ao *spalling*. Logo, o colapso de uma estrutura em situação de incêndio depende de uma combinação de fatores e características da própria estrutura, como vinculações entre os elementos e restrições por exemplo, e por isso, tais fatores não podem ser considerados de maneira isolada. O caminho a seguir é compreender completamente o comportamento das estruturas, conduzindo assim, a construções mais seguras em situações de incêndio. A Figura 8 ilustra a ruptura de um pilar de um edifício que sofreu incêndio na cidade de Overland, Missouri em 1973. Tal pilar não foi exposto diretamente ao fogo e seu colapso por cisalhamento é atribuído à grande expansão horizontal da laje do piso superior, gerando esforços cortantes significativos no pilar.



**Figura 8 - Ruptura de pilar devido ao esforço cortante provocado pela expansão horizontal da laje do piso superior (BEITEL e IWANKIW, 2002)**

De acordo com a FIB (2007), a continuidade das armaduras permite a redistribuição de esforços nos elementos expostos ao fogo para as regiões da estrutura com maior resistência.

## **2.4. DIMENSIONAMENTO DE PILARES DE CONCRETO ARMADO SUBMETIDO A ALTAS TEMPERATURAS**

A resistência ao fogo de pilares de concreto armado pode ser avaliada pelos seguintes métodos, conforme Eurocode 2 (2004):

- Métodos simplificados;
- Métodos tabulares;
- Métodos avançados;

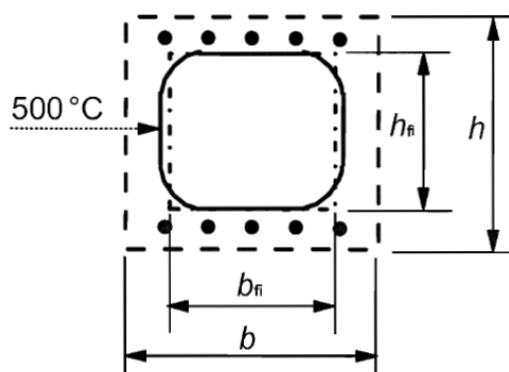
### 2.4.1. Métodos Simplificados

Esse método baseia-se na redução da seção transversal (ou seção efetiva) do elemento de concreto para determinar os esforços resistentes do mesmo.

O Anexo B do Eurocode 2 disponibiliza duas alternativas de método: “500 °C isotherm method” (Método da Isotherma de 500 °C) e “Zone Method” (Método das Zonas). Em ambos os métodos, é necessário uma análise térmica da seção transversal por ensaios ou cálculos, de modo a se obter a distribuição de temperaturas através da seção.

#### 2.4.1.1. Método da Isotherma de 500 °C

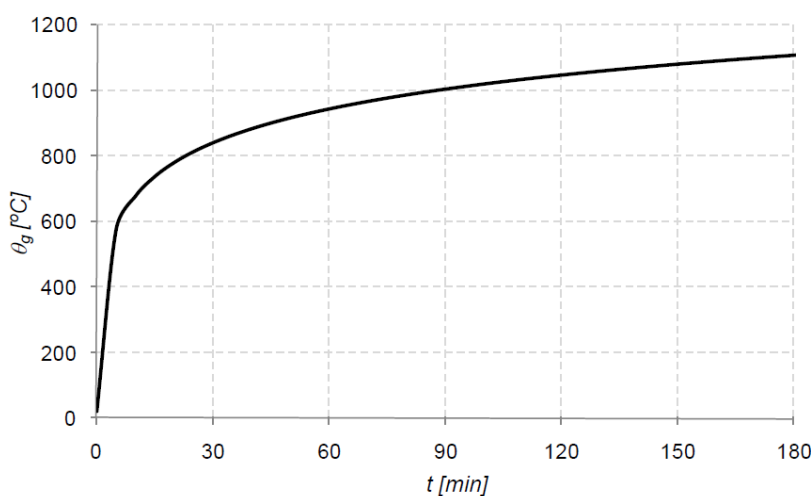
Esse método consiste na redução da seção transversal do concreto armado, desprezando as regiões com temperatura acima de 500 °C. É determinada a capacidade resistente da nova seção transversal, considerando que suas propriedades mecânicas sejam as mesmas à temperatura ambiente. A temperatura do aço é determinada admitindo que a seção transversal das barras tenha a mesma temperatura do concreto no ponto coincidente com o centro de cada barra, definindo assim suas propriedades mecânicas. A Figura 9 ilustra uma seção transversal de uma coluna (ou viga) retangular exposta ao fogo nas quatro faces, onde a região considerada passa a ser limitada por  $b_{fi}$  e  $h_{fi}$ .



**Figura 9 - Seção Reduzida com exposição ao fogo nas quatro faces (Eurocode 2, 2004)**

### 2.4.1.2. Método das Zonas

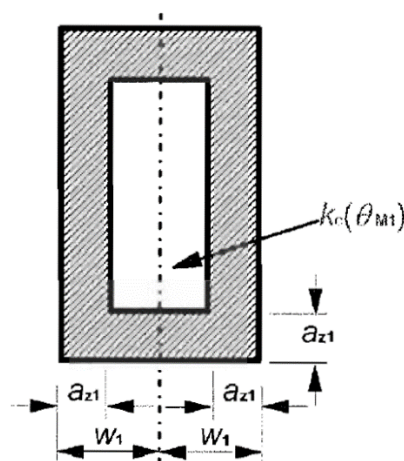
O Método das Zonas consiste na subdivisão da seção transversal do concreto armado em diversas zonas, conforme a distribuição de temperaturas. Embora seja mais trabalhoso que o Método da Isoterma de 500 °C, este método fornece resultados mais precisos, especialmente nos casos de coluna. É aplicável apenas para seções de concreto aquecidos segundo a curva de incêndio-padrão ISO 834 (1990), ilustrada na Figura 10.



**Figura 10 - Curva de Incêndio-Padrão (ISO 834, 1990)**

A seção transversal é dividida em um número ( $n \geq 3$ ) de zonas paralelas de espessura igual (elementos retangulares), onde a resistência à compressão média  $f_{cd}(\theta)$  e o módulo de elasticidade são calculados em cada zona de acordo com a sua temperatura média.

A seção transversal danificada pelo fogo é representada por uma seção reduzida, ignorando uma zona danificada de espessura  $\alpha_z$  nas faces expostas ao fogo, conforme Figura 11.



**Figura 11 - Redução da resistência e da seção transversal exposta ao fogo  
(EUROCODE 2, 2004)**

#### **2.4.2. Métodos Tabulares**

Os métodos tabulares são considerados mais simples e rápidos de serem aplicados, mas são bastante restritivos e excessivamente a favor da segurança na maioria dos casos, resultando em estruturas antieconômicas (FIB, 2007).

Estes métodos fornecem soluções baseadas no tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) para elementos expostos ao fogo por até 240 minutos segundo a curva de incêndio-padrão ISO 834 (1990). São determinadas as dimensões mínimas dos elementos para cada TRRF, incluindo a distância do eixo das armaduras à face aquecida mais próxima.

Segundo SILVA (2012), são métodos adequados a estruturas de nós fixos, entretanto, podem ser empregados nos casos de estruturas em que os deslocamentos não lineares (segunda ordem) decorrentes do desaprumo puderem ser desconsiderados em situação de incêndio. Em qualquer caso, os efeitos globais de segunda ordem à temperatura ambiente não poderão ultrapassar 30% dos respectivos esforços de primeira ordem.

No caso de pilares, o Eurocode 2 (2004) apresenta dois métodos tabulares para avaliar a resistência ao fogo: O “Método A”, um modelo empírico de cálculo, no qual consiste em uma expressão que retorna o tempo de resistência ao fogo (R) de um pilar de concreto armado submetido à compressão e o “Método B”, no qual

a resistência ao fogo de colunas de concreto armado pode ser satisfeita pelo uso de tabelas constantes no Eurocode 2 (2004) em que as variáveis presentes são a taxa mecânica de armadura, nível de carregamento em condições normais de temperatura, excentricidade de primeira ordem em condições de incêndio e o nível de esbeltez do pilar em situação de incêndio.

### **2.4.3. Métodos Avançados**

O método avançado proposto pelo Model Code (2010), chamado “Exact Method” (“Método exato”), é um procedimento incremental-iterativo baseado nos diagramas tensão-deformação em função da temperatura. Primeiramente é realizada uma análise térmica para determinar a distribuição de temperatura na seção transversal do elemento. A partir disso, as propriedades mecânicas do concreto e do aço em cada ponto podem ser relacionadas com a temperatura máxima atingida localmente através dos diagramas tensão-deformação. Desta forma, é considerado que a seção é composta por diferentes materiais, cujas propriedades e distribuição espacial estão relacionadas ao campo térmico. O Model Code (2010) afirma que análises não lineares com limitação das deformações não podem ser feitas utilizando os diagramas tensão-deformação com ramo descendente proposto pelo Eurocode 2 (2004), porque as deformações últimas em um dos materiais (aço ou concreto) geralmente não correspondem à capacidade resistente última da seção transversal.

O próximo passo é determinar o valor do momento fletor último  $M_u$  para determinados valores  $N_u$  da força axial, através do diagrama momento-curvatura correspondente da seção, para cada valor de  $N_u$  por meio de um procedimento incremental-iterativo. Uma vez que o diagrama momento-curvatura é conhecido, o valor máximo do momento fletor, correspondente ao valor atribuído da força axial  $N_u$ . Os pares de valores  $(N_u, M_u)$  identificam pontos em um domínio M-N e a resposta interativa é obtida conectando esses pontos, conforme ilustra a Figura 12.

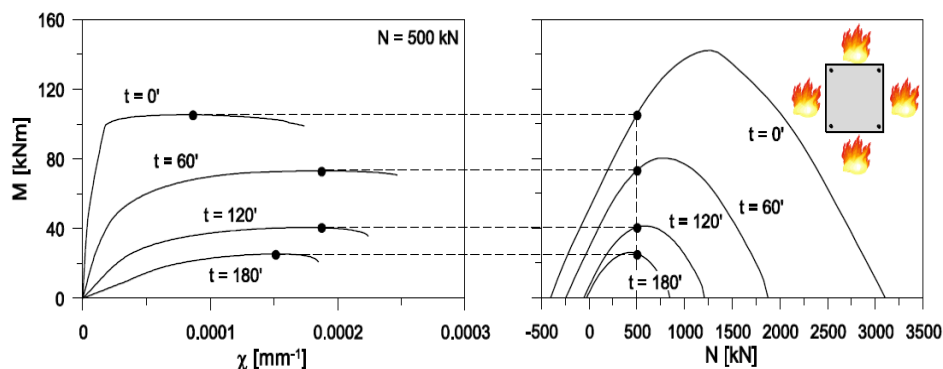


Figura 12 – Processo iterativo-incremental para obtenção da capacidade resistente de colunas submetidas a altas temperaturas (Model Code, 2010)

## 2.5.

### DISTRIBUIÇÃO DE TEMPERATURA NO CONCRETO SUBMETIDO A ALTAS TEMPERATURAS

O concreto submetido a elevadas temperaturas desenvolve gradientes de temperatura na seção transversal, onde apenas as regiões superficiais, que ficam em contato direto com o fogo ou com a fonte de calor, estarão submetidas à temperatura máxima. A distribuição de temperatura na seção transversal é influenciada pela duração do incêndio, condições de aquecimento, geometria da peça exposta e tipo de concreto (KHOURY, 2003).

A equação de condução térmica em um cilindro longo é do tipo unidimensional (função apenas do raio) e expressa pela Equação 3 (ROHSENOW et al., 1998):

$$\frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left( rk \frac{\partial T}{\partial r} \right) + g = \rho c_p \frac{\partial T}{\partial t} \quad (3)$$

onde  $r$  é o raio considerado,  $k$  é a condutividade térmica do material,  $T$  é a temperatura,  $g$  é a geração de calor interna no cilindro,  $\rho$  é a massa específica,  $c_p$  é o calor específico e  $t$  é o tempo.

De forma simplificada, a relação entre a condutividade térmica do concreto  $k$  e a temperatura pode ser considerada constante. Nesse caso, pode ser adotado  $k$

= 1,3 W/m °C (SILVA, 2012). Além disso, a relação entre o calor específico  $c_p$  do concreto e a temperatura pode ser considerada constante. Nesse caso, pode ser adotado  $c_p = 1000 \text{ J/kg.}^\circ\text{C}$  (SILVA, 2012).

Considerando um cilindro longo, submetido à uma condução de calor em regime transiente, sem geração de calor interna, e com parâmetros  $k$ ,  $\rho$ ,  $c_p$  constantes, a Eq. 3 se reduz a:

$$\frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left( r \frac{\partial T}{\partial r} \right) = \frac{1}{\alpha} \frac{\partial T}{\partial t} \quad (4)$$

onde  $\alpha$  é a difusidade térmica do material ( $\alpha = k/\rho c_p$ )

Um caso especial de interesse é quando a temperatura inicial no cilindro é função do seu raio considerado e a temperatura na superfície do cilindro é igual a zero para  $t > 0$ . Neste caso, a solução da Eq. 4 é dada por aproximação em série (Eq. 5):

$$T(r,t) = \frac{2}{b^2} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{J_0(\lambda_n r)}{J_1^2(\lambda_n b)} \exp(-\alpha \lambda_n^2 t) \int_0^b r J_0(\lambda_n r) f(r) dr \quad (5)$$

onde  $r$  é o raio considerado;  $b$  é o raio externo do cilindro;  $T$  é a temperatura no raio  $r$ ;  $t$  é o tempo;  $\lambda_n$  representa cada uma das  $n$  raízes da função de Bessel de primeiro tipo de ordem zero,  $J_0$ , definida de acordo com a Eq. 6.; e  $J_1$  é a função de Bessel de primeiro tipo de primeira ordem, definida na Eq. 7.

$$J_0(z) = 1 - \frac{z^2}{(1!)^2 2^2} + \frac{z^4}{(2!)^2 2^4} - \frac{z^6}{(3!)^2 2^6} + \dots \quad (6)$$

$$J_1(z) = -\frac{\partial J_0(z)}{\partial z} \quad (7)$$

A solução fornecida pela Eq. 5 considera uma temperatura nula no contorno do cilindro e uma certa distribuição de temperatura  $f(r)$  em seu interior. Como as propriedades são assumidas independentes da temperatura e o fator relevante neste trabalho é o gradiente na seção transversal, foi assumido inicialmente uma temperatura igual a 0 °C no contorno do cilindro e uma temperatura interna negativa e uniforme.

### **3**

## **PROGRAMA EXPERIMENTAL**

O programa experimental adotado nesta pesquisa teve como objetivo quantificar e avaliar a resistência residual à compressão do concreto submetido a altas temperaturas. Para tal, o programa experimental foi dividido em duas etapas:

- Etapa I: ensaios de caracterização do concreto simples para corpos-de-prova cilíndricos submetidos a diferentes temperaturas;
- Etapa II: ensaios de compressão em elementos cilíndricos de concreto armado com duas configurações distintas de estribos e sujeitos a carregamento térmico lento, considerando diferentes tempos de exposição.

### **3.1.**

#### **Materiais**

Os materiais utilizados para a moldagem dos corpos de prova de concreto consistem em agregado graúdos, agregado miúdo, cimento e água.

O agregado gráúdo silicoso utilizado foi brita 0 (9,5 mm) enquanto o agregado miúdo foi proveniente de areia natural de rio, seca. O cimento utilizado foi do tipo CII-E-32, e a água empregada para fabricação dos concretos foi obtida pela rede de abastecimento local.

### **3.2.**

#### **Definição do Traço**

Os traços unitários utilizados para a confecção dos corpos de prova de concretos, em massa, foram de 1 : 3,05 : 2,86 : 0,83 (cimento : areia : brita : água) em ambas as etapas. A resistência à compressão estimada a partir deste traço era

de 20 MPa, com o objetivo de se estudar um concreto de resistência relativamente baixa. Os parâmetros do traço utilizado são apresentados na Tabela 4.

**Tabela 2 - Parâmetros do traço utilizado**

Material	Quantidade	Unidade
Cimento CP II E32	297,06	Kg/m <sup>3</sup>
Areia Seca	906,37	Kg/m <sup>3</sup>
Brita 0 (9,5mm)	849,09	Kg/m <sup>3</sup>
Água	247,44	Kg/m <sup>3</sup>

### 3.3. Moldagem e Cura

Após todos os materiais necessários serem pesados e separados, iniciou-se a mistura dos materiais na betoneira com capacidade para 400 litros, conforme Figura 13, de acordo com a seguinte sequência:

- todo o agregado graúdo e miúdo com 70% da água, misturando por 1 minuto;
- todo o cimento e o restante da água (30%), misturando por mais 10 minutos;

Antes da moldagem, foi aplicado desmoldante na face interna das formas. Em seguida, foram moldados os corpos de prova através de adensamento manual.



**Figura 13 - Concreto sendo misturado na betoneira**

Após 24 horas, os corpos de prova foram desmoldados, identificados e armazenados sob manta úmida, conforme Figura 14, por 28 dias, antes de serem submetidos aos ensaios. As condições de cura foram estabelecidas visando reproduzir com maior aproximação as condições reais de uma estrutura.



**Figura 14 - Manta úmida utilizada para a cura dos corpos de prova**

### 3.4. Descrição da Etapa I

Nesta etapa foram ensaiados doze corpos-de-prova cilíndricos de concreto simples de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura divididos em seis grupos, de acordo com a temperatura de pico considerada: ambiente, 200 °C, 400 °C, 600 °C, 800 °C e 1000 °C.

O equipamento utilizado para o aquecimento dos corpos-de-prova foi uma mufla elétrica (estufa) com capacidade máxima de 1000 °C da marca SP Labor – SP1200, conforme ilustra a Figura 15. Nesta etapa, foi adotada uma taxa média de carregamento térmico de 10 °C/min. A Tabela 5 apresenta um resumo com a nomenclatura adotada e as condições associadas a cada amostra ensaiada. Os corpos-de-prova foram nomeados da seguinte maneira: CPX\_Y, onde “X” representa o número da amostra, “Y” a temperatura máxima em que a amostra foi exposta.



**Figura 15 - Forno utilizado no aquecimento dos corpos de prova - Etapa I**

**Tabela 3 - Resumo das condições associadas a cada amostra ensaiada na Etapa I**

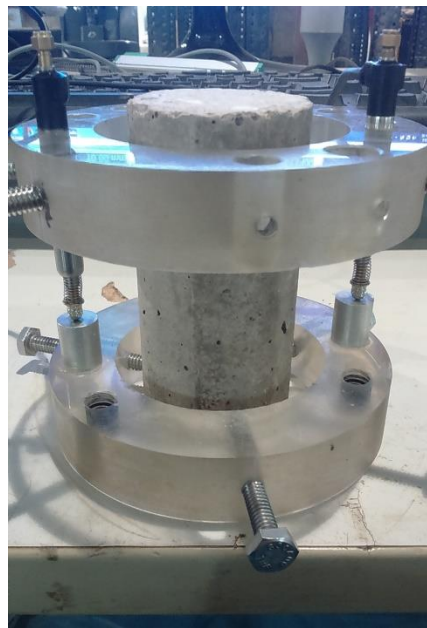
CP	Temperatura Pico [°C]
CP1_20	20
CP2_20	
CP1_200	200
CP2_200	
CP1_400	400
CP2_400	
CP1_600	600
CP2_600	
CP1_800	800
CP2_800	
CP1_1000	1000
CP2_1000	

Os corpos-de-prova foram aquecidos até a temperatura de pico desejada, ficando expostos por mais um período de 30 minutos na mesma temperatura. Após o aquecimento, os corpos-de-prova foram retirados de dentro do forno e resfriados naturalmente em temperatura ambiente. Esse procedimento foi adotado para garantir que a distribuição de temperatura fosse uniforme no corpo de prova.

Após a exposição a altas temperaturas e devidamente resfriados, os corpos-de-prova foram ensaiados para determinar seu comportamento à compressão. Os ensaios foram realizados até a ruptura, com uma taxa de carregamento de 0,05 mm/min, com auxílio de atuador servo-hidráulico MTS modelo 204.63 com capacidade de carga de 100 kN, conforme ilustrado na Figura 16. Para determinação das deformações, foi utilizado um par de transdutores de deslocamentos acoplado a anéis de acrílico devidamente fixados ao corpo de prova, com distância de 72mm entre si, conforme Figura 17. Todas as informações foram coletadas automaticamente ao longo do ensaio.



**Figura 16 - Máquina utilizada para o ensaio à compressão na Etapa I**



**Figura 17 - Aparato de medição de deslocamentos - Etapa I**

### 3.5. Descrição da Etapa II

Nesta etapa foram ensaiados 18 corpos-de-prova cilíndricos de concreto armado com 15 cm de diâmetro, 30 cm de altura e 3 cm de cobrimento, divididos em 5 grupos conforme o tempo de carregamento: 0 (temperatura ambiente), 30, 60, 90 e 120 min. A armadura longitudinal adotada para todos as amostras foi a mesma, composta por quatro barras de diâmetro de 10mm, distribuídas de maneira uniforme no perímetro. Além disso, em cada grupo, dois corpos-de-prova continham apenas dois estribos, com espaçamento central de 20 cm enquanto os outros continham três estribos, com espaçamento de 10 cm entre eles, conforme Figura 18. A Tabela 6 apresenta um resumo com a nomenclatura adotada e as condições associadas a cada amostra ensaiada. Os corpos-de-prova foram nomeados da seguinte maneira: CPX\_Y\_Z, onde “X” representa o número da amostra, “Y” o tempo de aquecimento e “Z” o número de estribos presente na amostra.

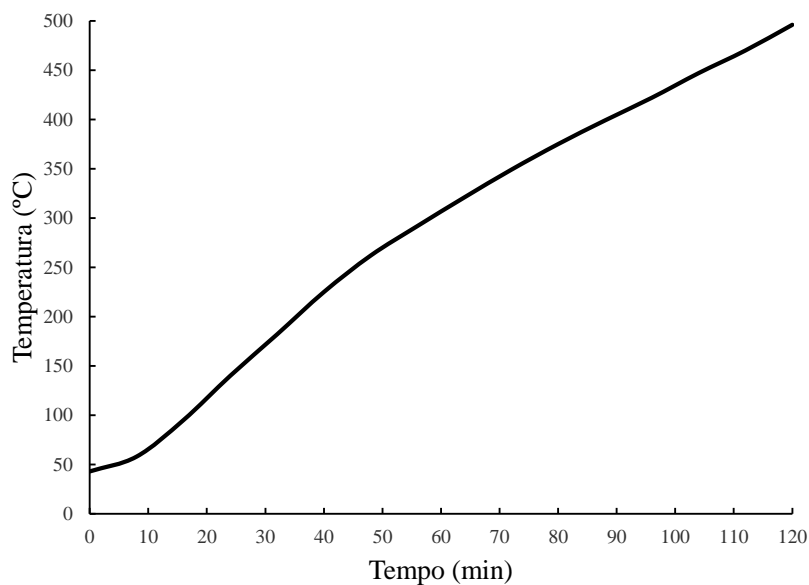


**Figura 18 - Armadura utilizada nos corpos de prova - Etapa II**

**Tabela 4 - Resumo das condições associadas a cada amostra ensaiada na Etapa I**

CP	Tempo Exposição [min]	Número de Estribos
CP1_0_2	0	2
CP2_0_2	0	2
CP1_0_3	0	3
CP2_0_3	0	3
CP1_30_2	30	2
CP2_30_2	30	2
CP1_30_3	30	3
CP2_30_3	30	3
CP1_60_2	60	2
CP2_60_2	60	2
CP1_60_3	60	3
CP2_60_3	60	3
CP1_90_2	90	2
CP2_90_2	90	2
CP1_90_3	90	3
CP2_90_3	90	3
CP1_120_3	120	3
CP2_120_3	120	3

Nesta etapa, foi adotada uma taxa de aquecimento com rampa entre 4 a 5 °C/min, conforme ilustrado na Figura 19, visando reproduzir uma condição de carregamento mais amena, normalmente experimentada pelas estruturas reais. O equipamento utilizado no aquecimento foi uma mufla elétrica (estufa) da marca Brasimet com capacidade máxima de 1200 °C, conforme ilustrado na Figura 20.



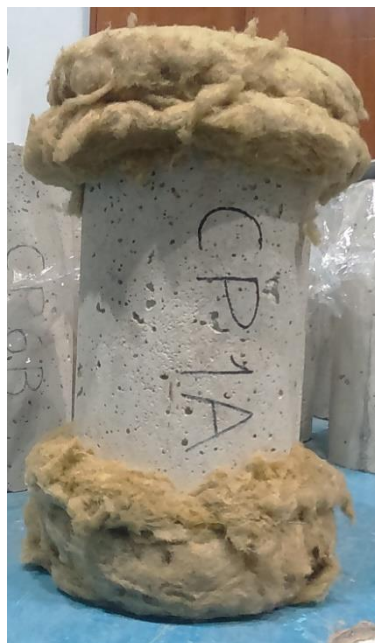
**Figura 19 - Carregamento térmico utilizado na Etapa II**



**Figura 20 - Forno utilizado para aquecimento dos corpos de prova - Etapa II**

Buscando reduzir a troca de calor entre as extremidades dos corpos de prova e, assim, aproximar o problema de um fluxo de calor unidimensional durante o carregamento térmico, as extremidades dos corpos de prova foram termicamente isoladas através do revestimento com uma camada de isolamento de lã de rocha de 5 cm de espessura, conforme ilustra a Figura 21. Após o aquecimento, os corpos-

de-prova foram retirados de dentro do forno e resfriados naturalmente em temperatura ambiente, assim como na Etapa I.



**Figura 21 - Corpo de prova isolada termicamente nas extremidades com a utilização de lã de rocha**

Na Etapa II, o ensaio de compressão foi realizado até a ruptura com uma taxa de carregamento de 0,1 mm/min. Para realização desse ensaio, foi utilizada máquina de ensaios da marca Controls modelo 50-C46Z00, com capacidade de carga de 2000 kN, ilustrada na Figura 22. Assim como na Etapa I, foram utilizados transdutores de deslocamentos para determinação das deformações no corpo de prova ao longo do ensaio, conectados em anéis de acrílico devidamente fixados ao corpo de prova a uma distância de 17 cm entre si, conforme Figura 23. Mais uma vez, todas as informações dos ensaios foram gravadas automaticamente pelo sistema de aquisição de dados.



**Figura 22 - Máquina utilizada para o ensaio à compressão na Etapa II**



**Figura 23 - Aparato de medição de deslocamentos - Etapa II**

Nesta etapa, alguns corpos de prova apresentaram *spalling* explosivo durante o carregamento térmico, com conseqüente redução da seção transversal. Os mesmos não foram submetidos aos ensaios de compressão axial, resultando na redução do número de amostras.

## 4

## APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste item são apresentados e discutidos os resultados obtidos do programa experimental descrito no capítulo anterior.

### 4.1.

#### Etapa I

Esta etapa consistiu em analisar a influência de cinco picos de temperatura de aquecimento situadas entre 200 e 1000 °C no comportamento à compressão axial do concreto simples. Corpos-de-prova não aquecidos também foram ensaiados para referência.

Em relação a coloração do concreto, os corpos-de-prova aquecidos até 200 °C permaneceram com a cor cinza do concreto. À 400 °C, a cor continuou cinza, mas com tons rosados em alguns pontos do corpo-de-prova. Em 600 °C, a cor muda para um cinza mais escuro com trechos avermelhados, o que indica friabilidade e alta sucção de água, segundo CÁNOVAS (1988). A Figura 24 ilustra essa alteração na cor do concreto. Dos seis corpos-de-prova apresentados na figura, os dois à extrema esquerda foram aquecidos à 200 °C, os dois ao centro à 400 °C e os demais à extrema direita, à 600 °C.



**Figura 24 - Alteração na cor do concreto a temperaturas de 200, 400 e 600°C**

Acima de 800 °C, os corpos-de-prova ficaram em um tom mais esbranquiçado, apresentando fissuras claramente visíveis nas amostras expostas à 1000 °C, conforme apresentado nas Figuras 25 e 26.



**Figura 25 - Coloração do concreto à 800°C**

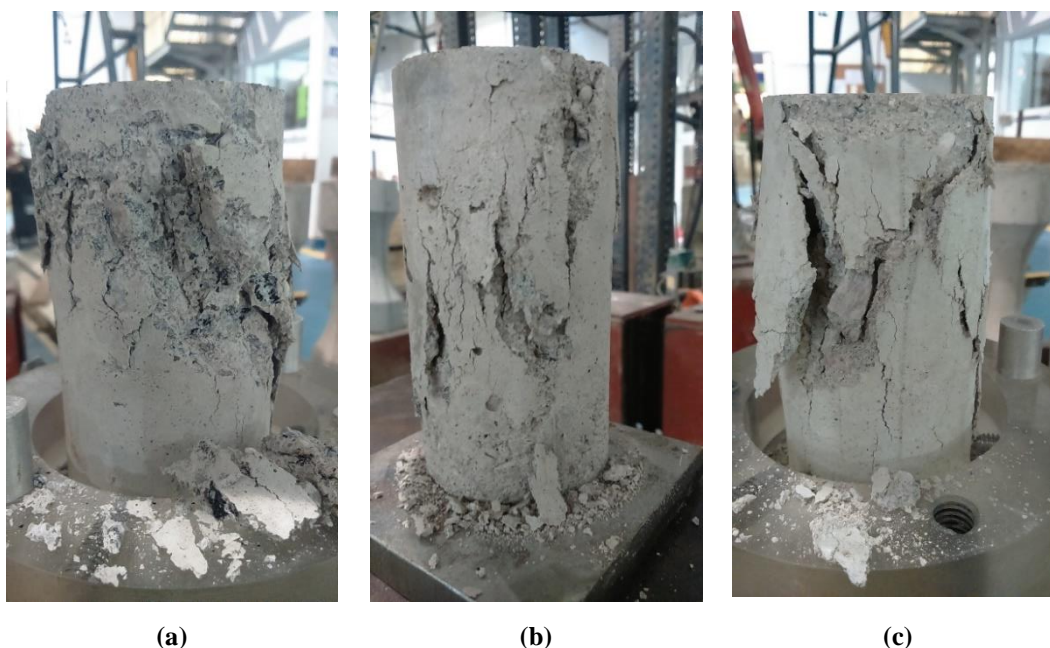


**Figura 26 - Coloração do concreto à 1000°C**

A Tabela 7 apresenta os valores de resistência à compressão axial e módulo de elasticidade obtidos nos ensaios para os corpos-de-prova de concreto e a Figura 27 ilustra alguns exemplos de amostras rompidas.

**Tabela 5 - Valores de resistência à compressão axial e módulo de elasticidade do concreto de acordo com a temperatura máxima de exposição**

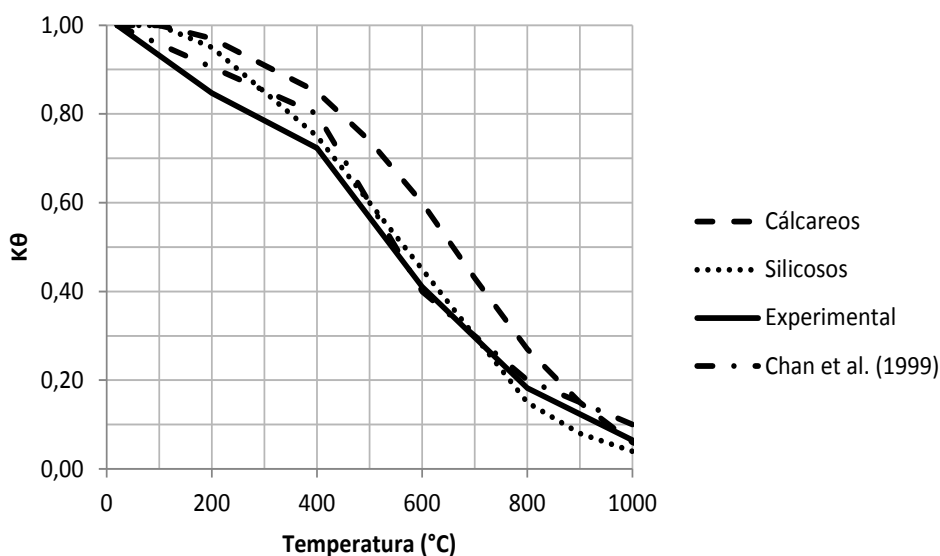
CP	$f_c$ [MPa]	$f_{c,medio}$ [MPa]	$E_{medio}$ [MPa]	Perda Resist [%]	Redução $E_{medio}$ [%]
CP1_20	19,20	19,08	5870,77	0%	0%
CP2_20	18,95				
CP1_200	17,06	16,12	5037,50	16%	14%
CP2_200	15,17				
CP1_400	13,82	13,78	1940,85	28%	67%
CP2_400	13,73				
CP1_600	8,26	7,82	537,46	59%	91%
CP2_600	7,38				
CP1_800	3,57	3,47	218,24	82%	96%
CP2_800	3,36				
CP1_1000	1,21	1,23	76,64	94%	99%
CP2_1000	1,25				



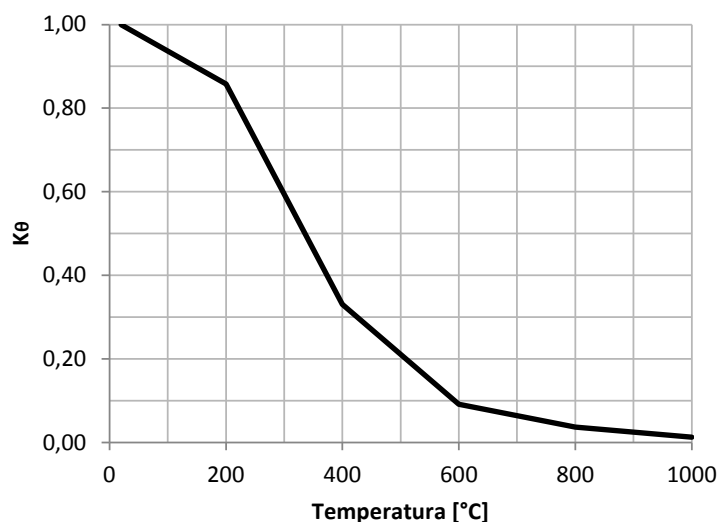
**Figura 27 - Exemplos de amostras rompidas no ensaio à compressão (a) CP1\_20, (b) CP1\_200 e (c) CP1\_1000**

Observa-se pela Tabela 7, que a resistência à compressão é reduzida à medida que a temperatura de exposição aumenta. Houve uma perda de resistência de aproximadamente 15% para temperatura de pico de 200 °C, 30% para 400 °C, 60% para 600 °C, 80% para 800 °C e 95% para 1000 °C.

A partir de 600°C, a redução da resistência foi mais acentuada (mais da metade de sua resistência inicial). Conforme Castellote et al. (2003), a partir de 500 °C ocorre a dissociação do C-S-H em CaO e água, sendo que a principal função do C-S-H é manter a pasta de cimento unida por meio de ligações químicas e das forças coesivas de Van der Waals, e assim, contribuindo satisfatoriamente para a resistência do concreto. Quando expostos a 1000 °C, os concretos ensaiados apresentaram perda de resistência à compressão superior a 90% (praticamente nulo). Estes percentuais de perda de resistência obtidos na Etapa I estão de acordo com os valores encontrados por Chan et al. (1999) para os concretos de densidade “normal” (NSC – Normal Strength Concrete), assim como os valores apresentados na EN 1992.1.2:2004. A Figura 28 ilustra as resistências residuais percentuais do concreto em função da temperatura de exposição obtidas no presente trabalho, em comparação com Chan et al. (1999) e com o Eurocode 2 (2004) e a Figura 29, os módulos secantes percentuais do concreto em função da temperatura de exposição também obtidos neste trabalho.

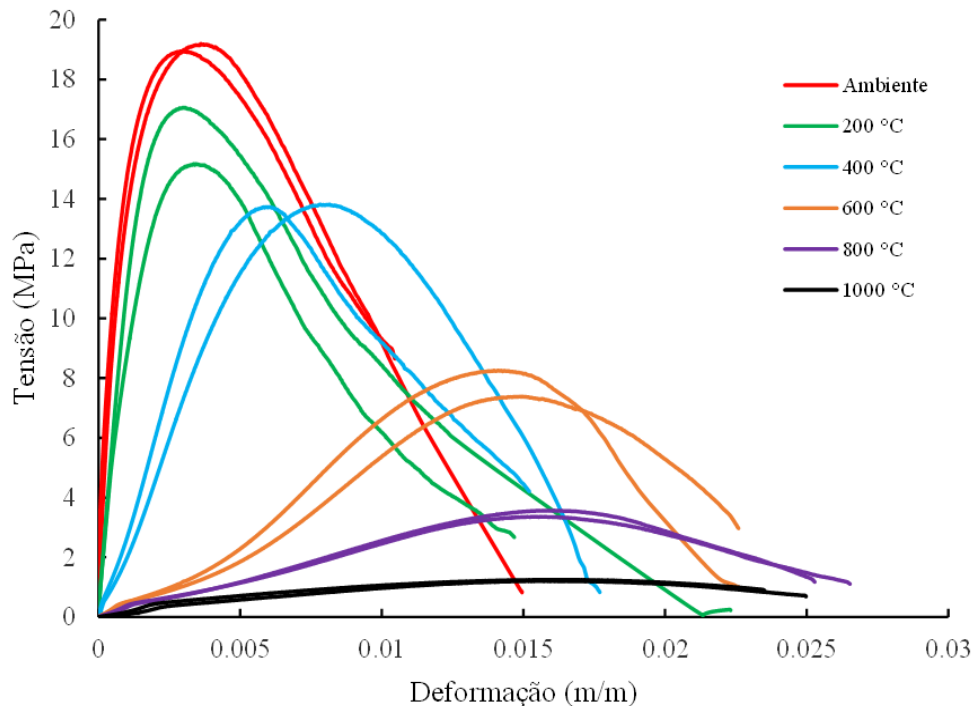


**Figura 28 - Porcentagem da resistência residual à compressão do concreto em função da temperatura**



**Figura 29 - Porcentagem do módulo de elasticidade residual do concreto em função da temperatura**

A partir dos dados de força registrados nos ensaios, as tensões,  $\sigma$ , em cada instante puderam ser obtidas simplesmente dividindo-se a força pela área da seção transversal. Já as deformações,  $\epsilon$ , foram obtidas através da média dos deslocamentos dos transdutores dividida pela distância entre os anéis de acrílico. A Figura 30 ilustra os diagramas tensão-deformação obtidos a partir dos ensaios de compressão axial para os corpos-de-prova de concreto na Etapa I. As curvas para cada temperatura apresentaram relativa consistência, sendo possível observar, além da redução da resistência já reportada, queda do módulo de elasticidade e aumento das deformações de pico e última com a temperatura.



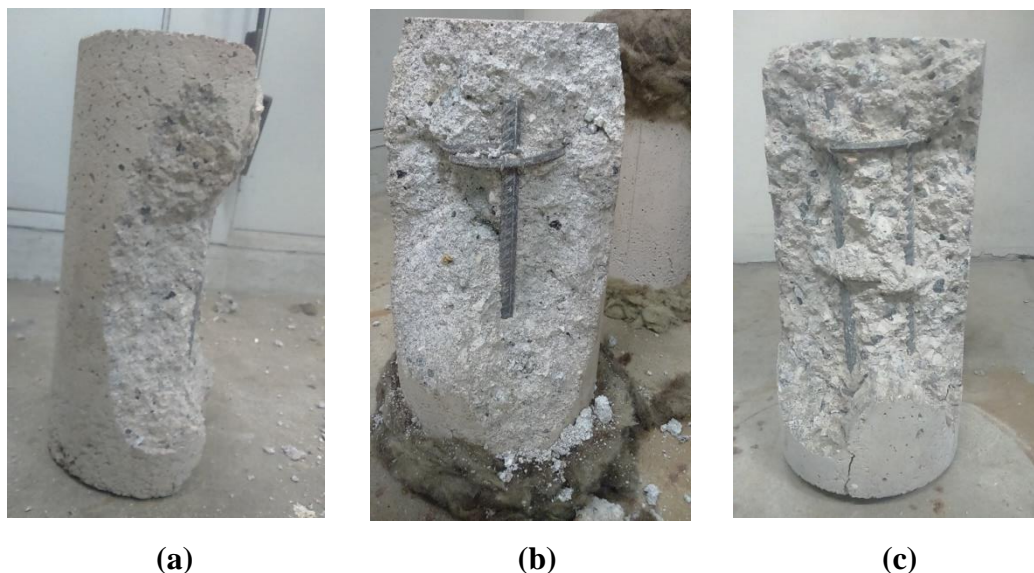
**Figura 30 - Diagramas Tensão-Deformação para o concreto comprimido em função da temperatura**

## 4.2. Etapa II

Esta etapa consistiu em analisar a influência de quatro tempos distintos de exposição a altas temperaturas entre 30 e 120 minutos e da quantidade de estribos no comportamento à compressão axial de elementos de concreto armado. Assim como na Etapa I, foram ensaiados, ainda, corpos-de-prova não aquecidos para controle.

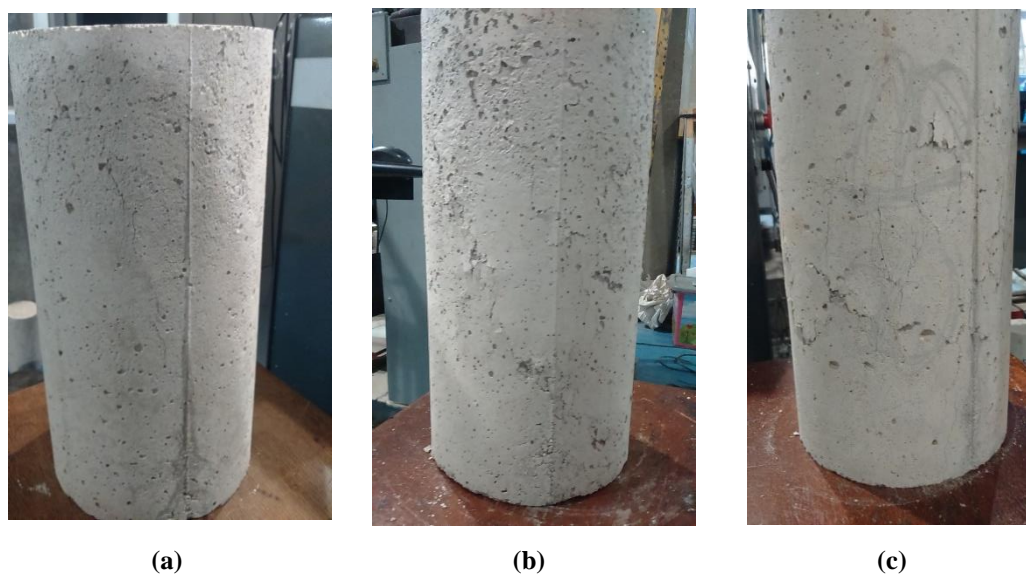
Durante o carregamento térmico, alguns corpos de prova apresentaram lascamento a partir de 400 °C, conforme apresentado na Tabela 8. Os mesmos tiveram sua seção transversal reduzida e por isso, não foram submetidos aos ensaios de compressão axial, resultando na redução do número de amostras. Este efeito, segundo KALIFA et. al. (2000), pode estar relacionado ao aparecimento de tensões geradas pelos gradientes de deformação térmica que podem ter ocorrido nos corpos-de-prova aquecidos neste nível de temperatura, ou ainda, devido à transferência de massa (ar, vapor e água) através dos poros, resultando no

aparecimento de gradientes de pressão no interior da massa, com subsequente acréscimo de pressão nos poros levando ao lascamento explosivo. Além disso, pode estar relacionado com um possível aumento de pressão na interface porosa entre o aço e concreto. Como pode ser observado na Tabela 8, o fenômeno de *spalling* ocorreu, consistentemente, para corpos de prova com 2 estribos, ao atingirem a temperatura de 400 °C durante o carregamento. Por outro lado, as amostras contendo 3 estribos apresentaram um melhor comportamento, possivelmente associado ao confinamento proporcionado pela armadura transversal, evitando tal lascamento. A Figura 31 ilustra as amostras após o lascamento explosivo.



**Figura 31 - *Spalling* explosivo nas amostras (a) CP1\_90\_2 (408 °C), (b) CP2\_90\_2 (400 °C) e (c) CP1\_120\_3 (422 °C)**

A Figura 32 ilustra alguns exemplos de amostras rompidas e a Tabela 8 apresenta um resumo dos ensaios, com os valores de resistência à compressão axial, correspondentes à força de ruptura dividida pela área da seção transversal, obtidos nos ensaios, assim como a ocorrência ou não do fenômeno do lascamento explosivo e a redução relativa de resistência com relação aos corpos de prova de controle.

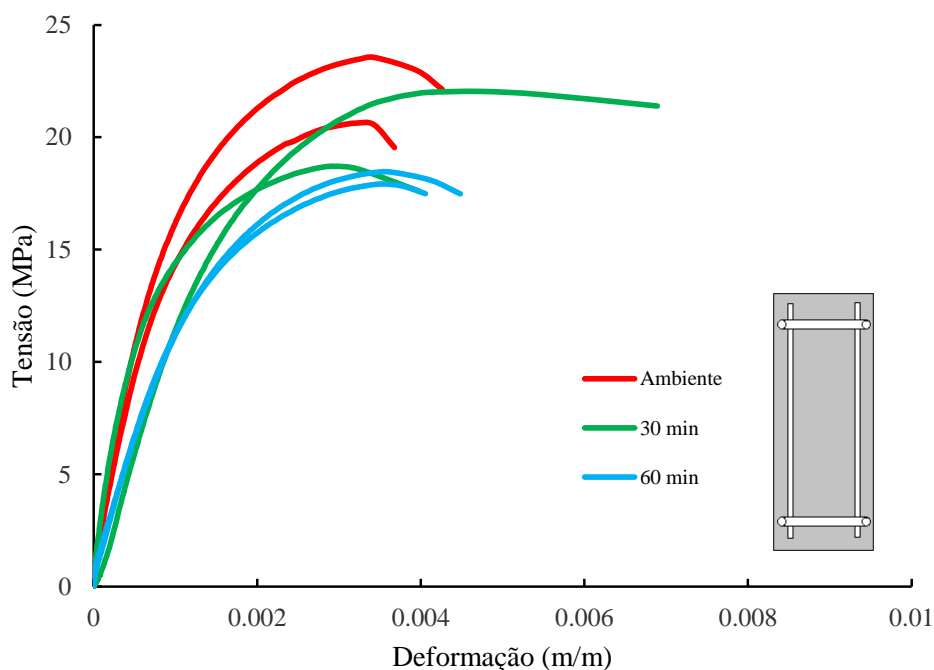


**Figura 32 - Exemplos de amostras rompidas no ensaio à compressão (a) CP1\_30\_2 (170 °C), (b) CP1\_90\_3 (422 °C) e (c) CP2\_120\_3 (496 °C)**

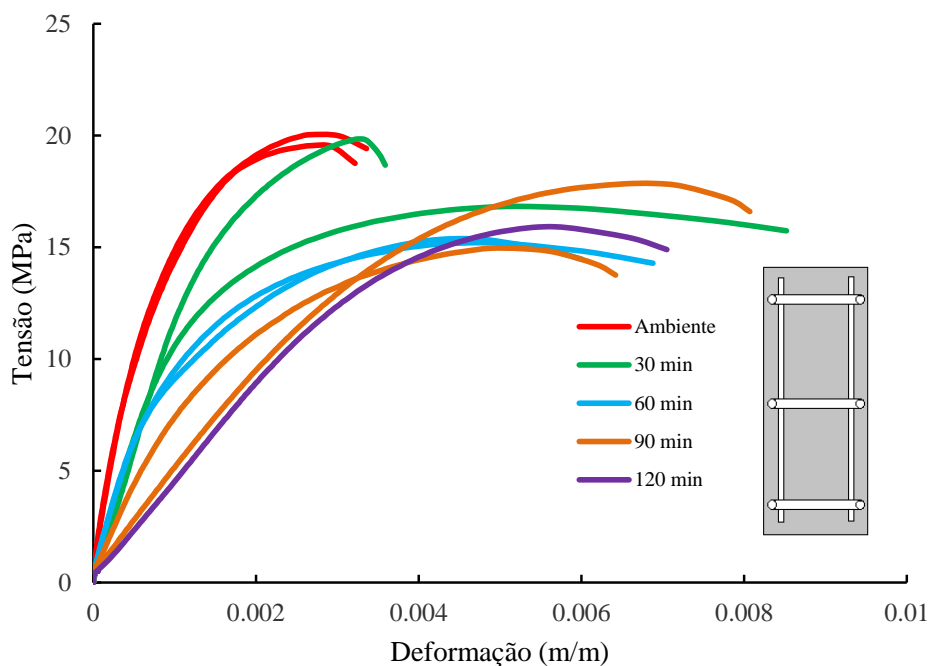
**Tabela 6 - Valores de resistência à compressão axial do concreto armado de acordo com o tempo de exposição a altas temperaturas**

CP	Temp. Máx. Atingida [°C]	<i>Spalling</i> Explosivo	$\sigma_{ruptura}$ [MPa]	$\sigma_{ruptura,medio}$ [MPa]	Perda Resist [%]
CP1_0_2	20	Não	23,55	22,09	0,0%
CP2_0_2	20	Não	20,63		
CP1_0_3	20	Não	20,04	19,80	0,0%
CP2_0_3	20	Não	19,55		
CP1_30_2	170	Não	22,04	20,38	7,8%
CP2_30_2	169	Não	18,71		
CP1_30_3	169	Não	16,83	18,34	7,4%
CP2_30_3	185	Não	19,85		
CP1_60_2	315	Não	18,45	18,19	17,7%
CP2_60_2	318	Não	17,92		
CP1_60_3	315	Não	15,21	15,30	22,7%
CP2_60_3	313	Não	15,39		
CP1_90_2	408	Sim	-	-	-
CP2_90_2	400	Sim	-		
CP1_90_3	422	Não	17,86	16,41	17,1%
CP2_90_3	423	Não	14,96		
CP1_120_3	422	Sim	-	15,92	19,6%
CP2_120_3	496	Não	15,92		

Obtendo as tensões e deformações para cada instante de maneira análoga ao que foi feito na Etapa I, é possível obter os diagramas tensão-deformação para os corpos de prova ensaiados. As Figuras 33a e 33b mostram os diagramas para os corpos de prova com 2 e 3 estribos, respectivamente. É possível perceber certa variabilidade nas resistências dos dois grupos, para uma mesma temperatura de exposição, bem como nas deformações de pico. Ainda é possível observar, em geral, as amostras com 2 estribos romperam de maneira frágil, com exceção de um dos corpos-de-prova submetidos a 30 min. O estribo central, por outro lado, contribuiu o desenvolvimento de deformações maiores antes da ruptura, ou seja, proporcionou um comportamento mais dúctil. Isso pode ser explicado pelo efeito de confinamento proporcionado pela armadura transversal, resultando em comportamento dúctil à compressão (MANDER et al., 1998).



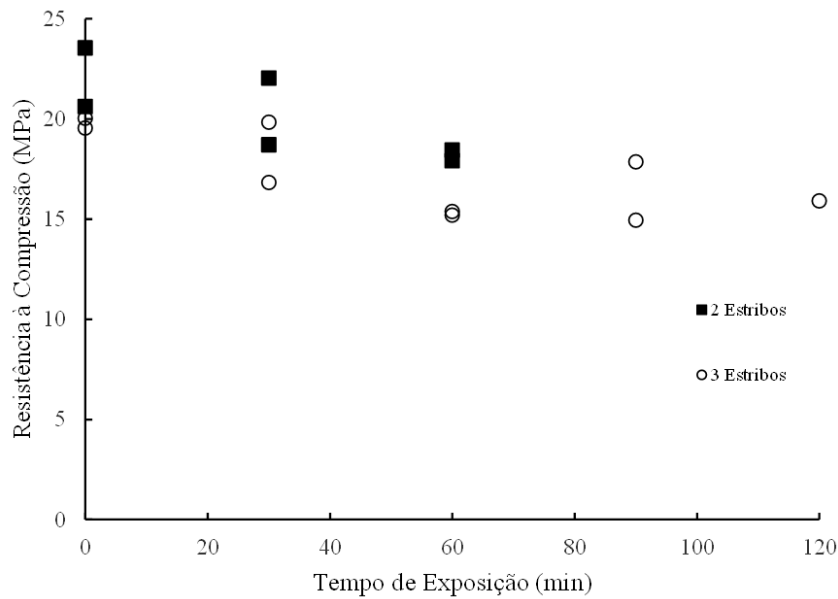
(a)



(b)

**Figura 33 - Diagramas Tensão-Deformação para o concreto armado comprimido em função do tempo de exposição a altas temperaturas (a) 2 estribos e (b) 3 estribos**

A Figura 34 apresenta uma comparação entre as resistências dos corpos de prova com 2 e 3 estribos para diferentes tempos de exposição. Da figura, é possível perceber uma tendência de corpos-de-prova com 3 estribos apresentarem uma resistência menor que aqueles com 2 estribos. Apesar de contribuir para o confinamento da porção central de concreto, é possível que a armadura transversal tem contribuído para um estado complexo de fissuração no elemento estrutural durante o carregamento térmico, reduzindo localmente a resistência do concreto. Para confirmar essa hipótese, análises por micrografia, por exemplo, deveriam ser feitas.

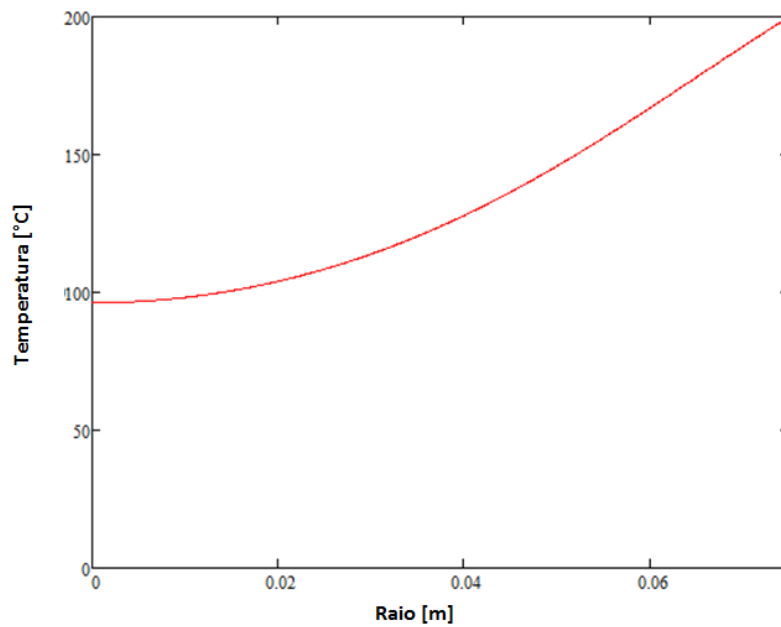


**Figura 34 - Resistências de corpos de prova com 2 e 3 estribos para diferentes tempos de exposição**

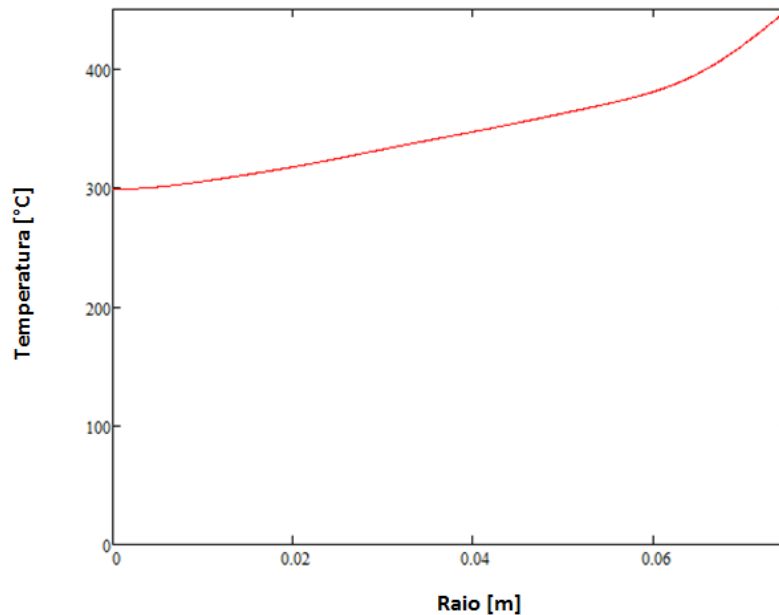
#### 4.3. Solução Numérica

Durante a fase de aquecimento dos corpos-de-prova na Etapa II do programa experimental, a temperatura no interior da mufla não era constante, mas sim variável linearmente com o tempo. A solução fornecida pela Eq. 5 considera uma temperatura nula no contorno do cilindro e uma certa distribuição de temperatura  $f(r)$  em seu interior. Como as propriedades são assumidas independentes da temperatura e o fator relevante neste trabalho é o gradiente na seção transversal, foi assumido inicialmente uma temperatura igual a 0 °C no contorno do cilindro e uma temperatura interna negativa e uniforme igual a -50 °C. Considerando o carregamento térmico de aproximadamente 5 °C/min, a solução foi aplicada para um tempo de 10 minutos para determinar a distribuição de temperatura. Com a distribuição encontrada, foi realizado um ajuste na função (linear) de tal forma que esta ficasse inicialmente negativa e valendo -50 °C para a face externa do cilindro e assim sucessivamente, obtendo assim as distribuições de temperatura a cada 10 minutos. Em outras palavras, a solução adotada foi incremental, adotando-se passos de temperatura de 50 °C.

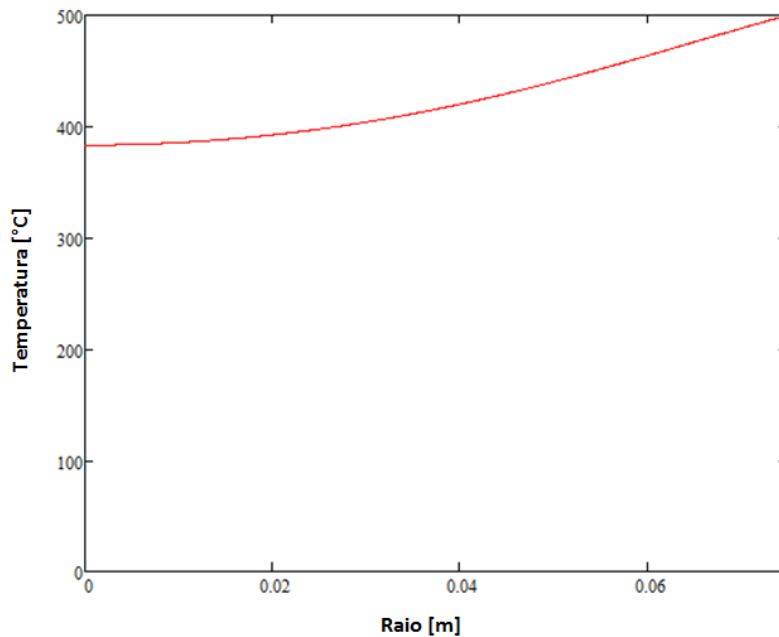
Pode-se perceber, das Figuras 35a, 35b e 35c que a variação de temperatura na seção transversal é de aproximadamente 100 °C após um período de tempo de 30, 90 e 120 minutos respectivamente.



(a)



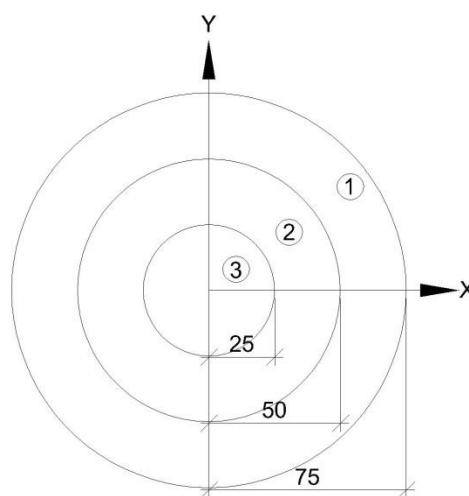
(b)



(c)

**Figura 35 – Distribuição de temperatura na seção transversal do corpo-de-prova de acordo com o tempo de aquecimento (a) 30 min, (b) 90 min e (c) 120 min**

Assim, é razoável assumir uma seção transversal dividida em três camadas com diferentes propriedades de acordo com a temperatura, conforme ilustrado na Figura 36. Em outras palavras, a solução numérica proposta admite que a temperatura atingida na Região 1 seja igual à temperatura máxima externa aplicada no carregamento, a temperatura na Região 3 seja 100 °C inferior à Região 1 e a temperatura na Região 2 seja a média entre as temperaturas nas Regiões 1 e 3.

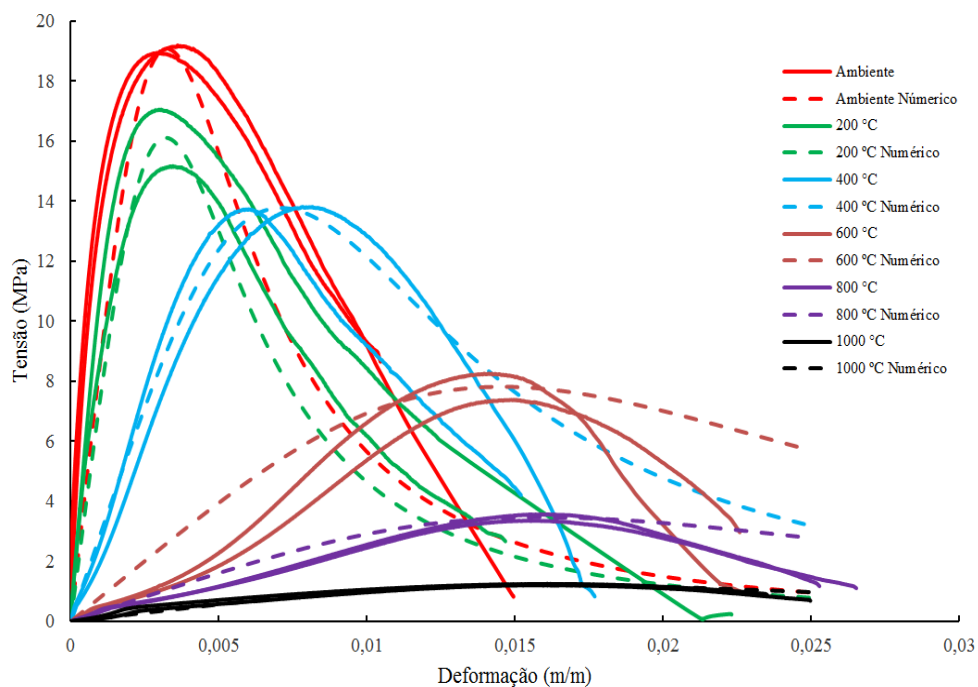


**Figura 36 - Divisão da seção transversal em camadas de acordo com a temperatura**

Os diagramas tensão-deformação idealizados do concreto foram obtidos a partir da Eq. 2, cujos valores de  $\varepsilon_{c1,\theta}$  e  $f_{c,\theta}$  são a média dos valores obtidos na Etapa I do programa experimental e estão apresentados na Tabela 9. Para outras temperaturas, esses parâmetros foram obtidos por meio de interpolação. A Figura 37 ilustra os diagramas tensão-deformação idealizados em comparação com os obtidos experimentalmente.

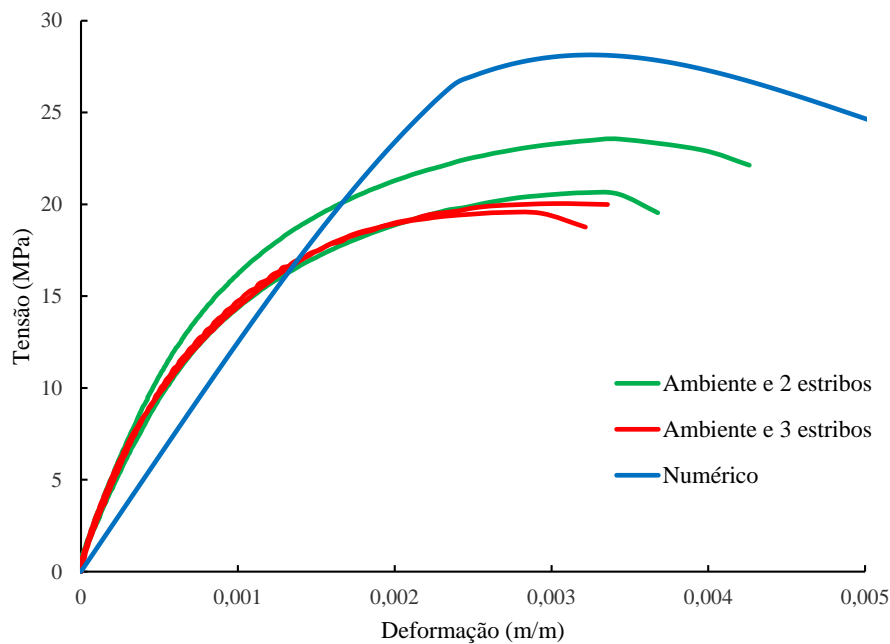
**Tabela 7 - Valores médios de  $f_{c,\theta}$  e  $\varepsilon_{c1,\theta}$  obtidos na Etapa I do Programa Experimental**

$\theta$ [°C]	$f_{c,\theta}$ [MPa]	$\varepsilon_{c1,\theta}$
20	19,08	0,00325
200	16,12	0,0032
400	13,78	0,0071
600	7,82	0,01455
800	3,47	0,0159
1000	1,23	0,01605

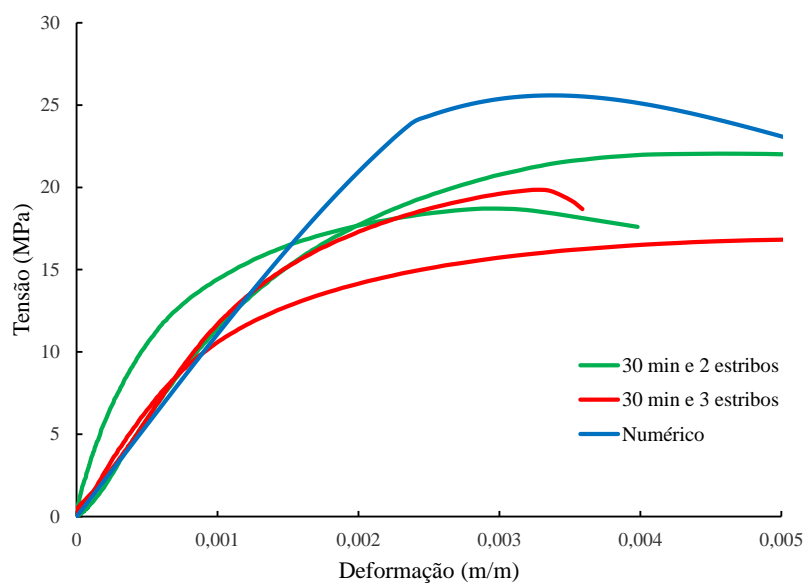


**Figura 37 - Diagramas Tensão-Deformação para o concreto comprimido obtidos por método numérico e pelo programa experimental**

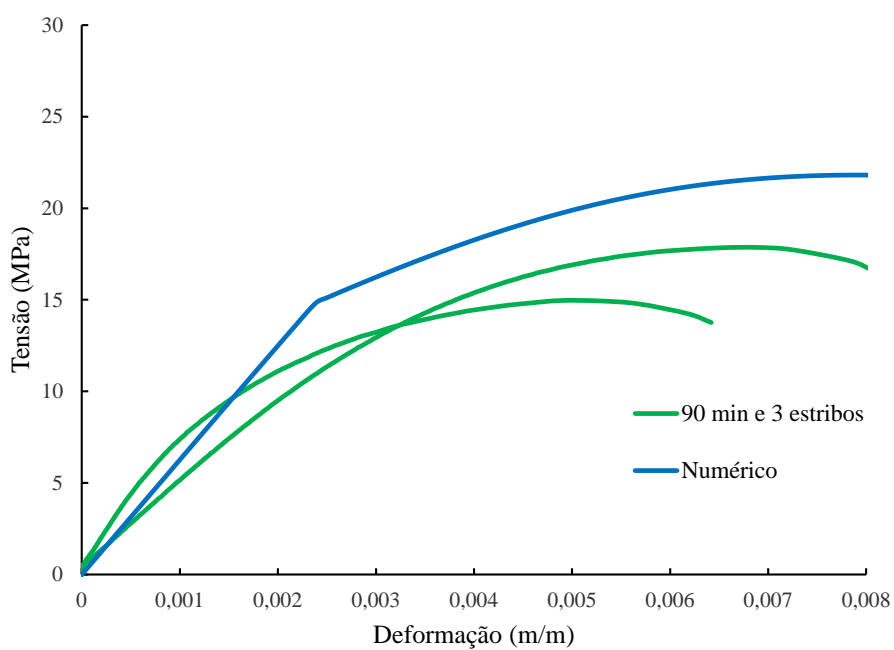
Para o aço, o diagrama assumido foi o bilinear, com trecho linear de módulo de elasticidade igual a 210 GPa e tensão de escoamento de 500 MPa. Como as temperaturas não superaram 500 °C, assume-se que não houve degradação das propriedades. Admitindo-se compressão uniforme e compatibilidade de deformações entre os materiais constituintes, é possível obter as tensões em cada ponto da seção transversal para cada deformação. Assim, integrando-se as tensões na área da seção, é possível obter os diagramas tensão média-deformação de maneira numérica, onde a tensão média corresponde à força total mobilizada dividida pela área da seção. As Figuras 38 a 40 ilustram os diagramas teóricos em comparação com os obtidos experimentalmente para diferentes tempos de exposição.



**Figura 38 – Diagrama tensão-deformação da solução numérica e experimental para o corpo-de-prova à temperatura ambiente**



**Figura 39 - Diagrama tensão-deformação da solução numérica e experimental para o corpo-de-prova aquecido por 30min**



**Figura 40 - Diagrama tensão-deformação da solução numérica e experimental para o corpo-de-prova aquecido por 90min**

Os resultados do modelo numérico apresentaram razoável concordância com os do programa experimental, entretanto as previsões teóricas resultaram em capacidades resistentes maiores que os reais, o que pode ser justificado pela não consideração de alguns efeitos como tensões térmicas, flambagem da barra e a possibilidade de redução das propriedades mecânicas do aço, por exemplo.

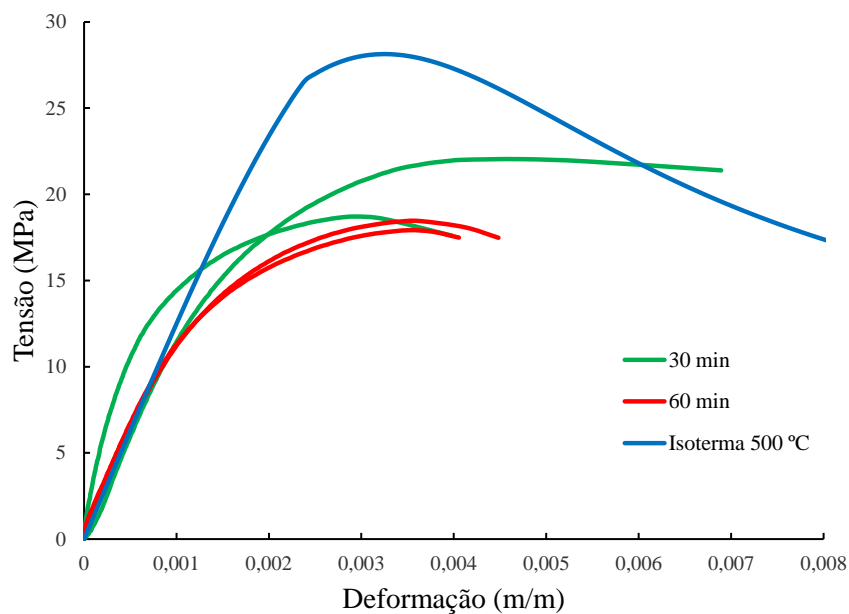
#### **4.4.**

#### **Comparação com o “Método da Isotherma de 500°C”**

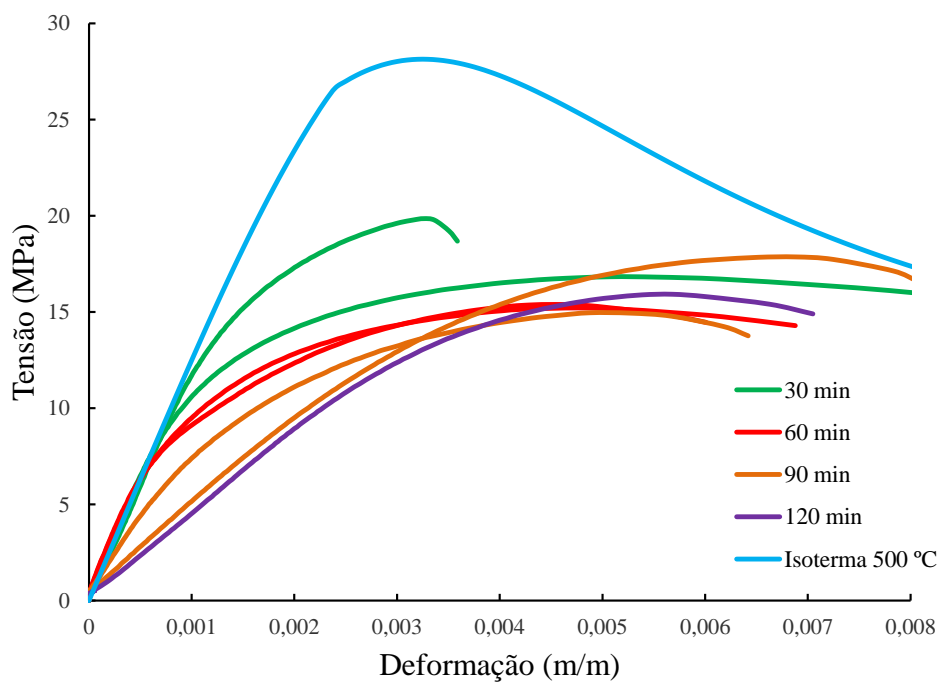
Conforme descrito no item 3.2.1.1., esse método consiste na redução da seção transversal do concreto armado, desprezando a região com temperatura acima de 500 °C. A capacidade resistente da nova seção transversal é determinada considerando que suas propriedades mecânicas sejam as mesmas à temperatura ambiente. A temperatura do aço é determinada admitindo que a seção transversal das barras tenha a mesma temperatura do concreto no ponto coincidente com o centro de cada barra, definindo assim suas propriedades mecânicas.

De acordo com a Tabela 8, em nenhum dos casos o corpo-de-prova foi aquecido à temperaturas superiores à 500 °C. Utilizando o “Método da Isotherma de 500°C” para calcular a capacidade resistente dos corpos-de-prova, não seria necessário reduzir a seção transversal e suas propriedades mecânicas seriam equivalentes às propriedades à temperatura ambiente. Além disso, a resistência do aço das armaduras praticamente não é afetada para temperaturas abaixo de 500°C, conforme é descrito no capítulo 2 e suas propriedades também seriam iguais à temperatura ambiente.

As Figuras 41a e 41b mostram os diagramas teóricos utilizando o “Método da Isotherma de 500 °C” em comparação com os obtidos experimentalmente para os corpos de prova com 2 e 3 estribos, respectivamente.



(a)



(b)

**Figura 41 - Diagramas Tensão-Deformação para o concreto comprimido obtidos pelo programa experimental e “Método da Isoterma de 500 °C (a) 2 estribos e (b) 3 estribos**

A partir da análise das Figuras 40a e 40b, é possível observar que a capacidade resistente sob compressão simples do concreto armado é superestimada por esse método. Para os corpos-de-prova aquecidos em temperatura no intervalo 400-500 °C (90 a 120 min de aquecimento), há uma diferença de 40 % de resistência em relação à solução segundo o método, como pode ser contemplada na Tabela 10.

**Tabela 8 – Comparação entre os valores de resistência à compressão axial do concreto armado obtidos pelo “Método da Isoterma de 500 °C” e pelo Programa Experimental**

CP	Temp. Máx. Atingida [°C]	$\sigma_{ruptura}$ [MPa]	$\sigma_{ruptura,medio}$ [MPa]	$\Delta$ Resist [%]
Solução Numérica	-	28,10	28,10	-
CP1_30_2	170	22,04	20,38	27,5%
CP2_30_2	169	18,71		
CP1_30_3	169	16,83	18,34	34,7%
CP2_30_3	185	19,85		
CP1_60_2	315	18,45	18,19	35,3%
CP2_60_2	318	17,92		
CP1_60_3	315	15,21	15,30	45,6%
CP2_60_3	313	15,39		
CP1_90_3	422	17,86	16,41	41,6%
CP2_90_3	423	14,96		
CP2_120_3	496	15,92	15,92	43,3%

## 5 CONCLUSÃO

Os resultados experimentais comprovam que resistência residual do concreto é afetada pela temperatura e seus valores apresentam boa concordância com os fatores de redução da resistência prescritos pela ABNT NBR 15200:2012 e pelo Eurocode 2 (2004).

O fenômeno de *spalling* foi observado durante carregamento térmico, mesmo para temperaturas da ordem de 400 °C, podendo resultar em redução da área da seção transversal do elemento estrutural e expondo as armaduras diretamente ao fogo. Assim, esse efeito deve ser adequadamente considerado no projeto estrutural.

A perda de resistência do concreto para diferentes temperaturas apresentou consistência com os valores reportados na literatura e sugeridos nas normas internacionais de projeto. Como esperado, também foram observados redução do módulo de elasticidade e aumento das deformações de pico.

A configuração de armadura transversal adotada teve influência significativa nos resultados experimentais. Em primeiro lugar, a adoção de uma configuração com estribos menos espaçados contribuiu para o controle de *spalling* explosivo durante o carregamento térmico. Além disso, as amostras contendo mais estribos apresentaram, em geral, comportamento mais dúctil, associado ao efeito de confinamento provido pela armadura transversal. Por outro lado, os corpos-de-prova com um menor espaçamento entre os estribos apresentaram valores de resistência à compressão inferiores, possivelmente devido à formação de uma configuração de microfissuras mais complexa, reduzindo a resistência local do concreto.

Os resultados do modelo numérico apresentaram razoável concordância com os do programa experimental. No entanto, as previsões teóricas resultaram em capacidades resistentes maiores que os reais, o que pode ser justificado pela não consideração de efeitos tais como tensões térmicas e flambagem da barra.

Os resultados experimentais demonstraram que o “Método da Isoterma de 500 °C”, constante na ABNT NBR 15200:2012 e no Eurocode 2 (2004), superestima a capacidade resistente sob compressão simples do concreto armado. Esse método, portanto, não deve ser usado para avaliação da resistência residual de estruturas de concreto armado submetidas a temperaturas de até 500 °C.

### 5.1. Sugestões Para Trabalhos Futuros

As seguintes sugestões para trabalhos futuros são feitas para maior compreensão dos fenômenos envolvidos:

- Avaliar a resistência residual à compressão do concreto submetido a altas temperaturas, utilizando resfriamento brusco (com água).
- Analisar a microestrutura do concreto armado submetido a altas temperaturas para correlacionar os padrões de microfissuração com as variações das propriedades durante o aquecimento.
- Desenvolver métodos numéricos que descrevam a capacidade resistente do concreto armado considerando tensões térmicas, perda de aderência entre o aço e concreto e *spalling*.
- Realizar mais ensaios, considerando temperaturas mais elevadas e outras condições de carregamento.
- Realizar ensaios para avaliar a resistência residual à tração do aço submetido a altas temperaturas.

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

ANDERBERG, Y. Course on effect of heat on concrete. **International Center for Mechanical Sciences (CISM)**, p. 9-13, 2003.

ANDERBERG, Yngve et al. Spalling phenomena of HPC and OC. In: **NIST Workshop on Fire Performance of High Strength Concrete in Gaithersburg**. p. 69-73. 1997.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR15200 – Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio**. ABNT. Rio de Janeiro. 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR6118 – Projeto de estruturas de concreto - procedimento**. ABNT. Rio de Janeiro. 2004.

BAILEY, Colin. Holistic behaviour of concrete buildings in fire. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings**, v. 152, n. 3, p. 199-212, 2002.

BEITEL, Jesse J.; IWANKIW, Nestor. **Analysis of needs and existing capabilities for full-scale fire resistance testing**. US Department of Commerce, National Institute of Standards and Technology, 2002.

CÁNOVAS, Manuel Fernández. **Patologia e terapia do concreto armado**. Pini, 1988.

CASTELLOTE, M. et al. Microstructure: solid phases. **COURSE ON EFFECT OF HEAT ON CONCRETE, Udine, Itália: International Centre for Mechanical Sciences**, 2003.

CAVALCANTI, Dayse; SILVA, Rêgo. RESISTÊNCIA RESIDUAL DE VIGAS EM CONCRETO ARMADO APÓS INCÊNDIO. 2013.

CHAN, Y. N.; PENG, G. F.; ANSON, M. Residual strength and pore structure of high-strength concrete and normal strength concrete after exposure to high temperatures. **Cement and Concrete Composites**, v. 21, n. 1, p. 23-27, 1999.

CHUNG, Jae H.; CONSOLAZIO, Gary R. Numerical modeling of transport phenomena in reinforced concrete exposed to elevated temperatures. **Cement and Concrete Research**, v. 35, n. 3, p. 597-608, 2005.

COSTA, Carla Neves; SILVA, Valdir Pignatta. Estruturas de concreto armado em situação de incêndio. **XXX Jornadas sul-americanas de engenharia estrutural**, 2002.

DU BÉTON, Fédération Internationale. **Model code 2010: final draft**. International Federation for Structural Concrete, 2012.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). **Eurocode 1: actions on structures – part 1.2: general actions – actions on structures exposed to fire**. EN 1991-1-2. CEN. Bruxelas, Bélgica. 2004.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). **Eurocode 2: design of concrete structures – part 1.2: general rules – structural fire design**. EN 1992-1-2. CEN. Bruxelas, Bélgica. 2004.

FELICETTI, Roberto; GAMBAROVA, Pietro G.; MEDA, Alberto. Residual behavior of steel rebars and R/C sections after a fire. **Construction and building materials**, v. 23, n. 12, p. 3546-3555, 2009.

FIB, F. I. D. B. **Bulletin 38 – Fire design of concrete structures**. Lausanne, Suíça: EPFL, 2007.

FIB, F. I. D. B. **Bulletin 46 – Fire design of concrete structures – structural behavior and assessment**. Lausanne, Suíça: EPFL, 2008.

COSTA, Carla Neves; FIGUEIREDO, Antônio Domingues de; SILVA, Valdir Pignatta. Aspectos tecnológicos dos materiais de concreto em altas temperaturas. **Seminário Internacional NUTAU**, 2002.

FLETCHER, Ian A. et al. Behaviour of concrete structures in fire. **Thermal science**, v. 11, n. 2, p. 37-52, 2007.

GEORGALI, B.; TSAKIRIDIS, P. E. Microstructure of fire-damaged concrete. A case study. **Cement and Concrete Composites**, v. 27, n. 2, p. 255-259, 2005.

HUANG, Zhaohui; BURGESS, Ian W.; PLANK, Roger J. Behaviour of reinforced concrete structures in fire. In: **Structures in Fire Workshop, Aveiro, Portugal**. p. 561-572. 2006.

ISO. INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **Fire-resistance tests – Elements of building construction – Part 1.1: General requirements for fire resistance testing**, Geneva, Suíça [Revision of first edition (ISO 834:1975)], 1990.

KALIFA, Pierre; CHENE, Gregoire; GALLE, Christophe. High-temperature behaviour of HPC with polypropylene fibres: From spalling to microstructure. **Cement and concrete research**, v. 31, n. 10, p. 1487-1499, 2001.

KALIFA, Pierre; MENNETEAU, Francois-Dominique; QUENARD, Daniel. Spalling and pore pressure in HPC at high temperatures. **Cement and concrete research**, v. 30, n. 12, p. 1915-1927, 2000.

KHOURY, Gabriel Alexander. Effect of fire on concrete and concrete structures. **Progress in Structural Engineering and Materials**, v. 2, n. 4, p. 429-447, 2000.

KHOURY, G. A. Applications—Fire & Assessment. **Proceedings of CISM Course on “Effects of heat on concrete”**, Udine, Italy, p. 9-13, 2003.

KHOURY, G. A. Strain of heated concrete during two thermal cycles. Part 3: isolation of strain components and strain model development. **Magazine of Concrete Research**, v. 58, n. 7, p. 421-435, 2006.

KODUR, V.; MCGRATH, R. Performance of high strength concrete columns under severe fire conditions. In: **CONSEC'01: Third International Conference on Concrete Under Severe Conditions**. p. 254-268. 2001.

KODUR, Venkatesh; MCGRATH, Richard. Fire endurance of high strength concrete columns. **Fire technology**, v. 39, n. 1, p. 73-87, 2003.

LIMA, RCA et al. Efeito de altas temperaturas no concreto. **SEMINÁRIO DE PATOLOGIAS DAS EDIFICAÇÕES**, v. 2, 2004.

MANDER, J. B.; PRIESTLEY, M. J. N.; PARK, Ro. Observed stress-strain behavior of confined concrete. **Journal of structural engineering**, v. 114, n. 8, p. 1827-1849, 1988.

MEHTA, Povindar K.; MONTEIRO, Paulo JM; CARMONA FILHO, Antônio. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais**. Pini, 1994.

MORALES, Gilson; CAMPOS, Alessandro; FAGANELLO, Adriana Patriota. A Ação do fogo sobre os componentes do concreto. **Semina: Ciências Exatas e Tecnológicas**, v. 32, n. 1, p. 47-55, 2011.

NEVILLE, Adam M. **Propriedades do Concreto-5ª Edição**. Bookman Editora, 2015.

PHAN, Long T.; CARINO, Nicholas J. Fire performance of high strength concrete: research needs. In: **Advanced Technology in Structural Engineering**. p. 1-8. 2000.

ROHSENOW, Warren M. et al. **Handbook of heat transfer**. New York: McGraw-Hill, 1998.

SHORT, N. R.; PURKISS, J. A.; GUISE, S. E. Assessment of fire damaged concrete using colour image analysis. **Construction and building materials**, v. 15, n. 1, p. 9-15, 2001.

SILVA, Valdir Pignatta. Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. **São Paulo: Edgard Blücher**, 2012.

XIAO, Jianzhuang; KÖNIG, Gert. Study on concrete at high temperature in China—an overview. **Fire safety journal**, v. 39, n. 1, p. 89-103, 2004.

YOSHICIA, Yuzuru; FUNATO, Kazuo. Development and practical application of fire-resistant steel for buildings. **Nippon steel technical report**, v. 58, n. 0, 1993.