



## Uma abordagem numérica para avaliar a capacidade residual de elementos de concreto submetidos a incêndio

V. K. R. Kodur<sup>1\*</sup> , A. Agrawal<sup>2</sup> 

\* Autor de Contato: [kodur@egr.msu.edu](mailto:kodur@egr.msu.edu)

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i2.483>

Recepção: 26/11/2019 | Aceitação: 05/02/2020 | Publicação: 30/04/2020

### RESUMO

Este artigo apresenta uma abordagem para avaliar a capacidade residual de estruturas de concreto danificadas pelo fogo. A abordagem envolve capturar a resposta em três fases; ou seja, resposta estrutural em condições ambiente (antes da exposição ao fogo), resposta termomecânica durante a exposição ao fogo e resposta residual pós-incêndio após o resfriamento do membro estrutural. A abordagem proposta é implementada em um modelo numérico abrangente desenvolvido no programa computacional ABAQUS de elementos finitos para avaliar especificamente a capacidade residual de uma viga de CA após exposição a diferentes cenários de incêndio. Previsões do modelo numérico são utilizados para destacar a importância de cada fase de análise em avaliar a capacidade residual real de elementos de concreto danificado pelo fogo.

**Palavras-chave:** elementos de concreto armado, danos por incêndio, fase de resfriamento, capacidade residual pós-incêndio.

**Citar como:** Kodur, V. K. R., Agrawal, A. (2020), “Uma abordagem numérica para avaliar a capacidade residual de elementos de concreto submetidos a incêndio”, Revista ALCONPAT, 10 (2), pp. 230 – 242, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i2.483>

<sup>1</sup>Department of Civil Engineering, Michigan State University, East Lansing, USA.

### Informações legais

Revista ALCONPAT é uma publicação trimestral da Associação Latino-Americana de Controle de Qualidade, Patologia e Recuperação de Construção, Internacional, A.C., Km. 6, antiga estrada para Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, [alconpat.int@gmail.com](mailto:alconpat.int@gmail.com), Website: [www.alconpat.org](http://www.alconpat.org)

Editor responsável: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de direitos de uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos concedidos pelo Instituto Nacional de Direitos Autorais. Responsável pela última atualização deste número, Unidade de Informática ALCONPAT, Eng. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antiga estrada para Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310.

As opiniões expressas pelos autores não refletem necessariamente a posição do editor.

É totalmente proibida a reprodução total ou parcial dos conteúdos e imagens da publicação sem autorização prévia do ALCONPAT International A.C.

Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no primeiro número do ano 2021, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do terceiro número do ano de 2020.

## A numerical approach for evaluating residual capacity of fire damaged concrete members

### ABSTRACT

This paper presents an approach to evaluate residual capacity of fire-damaged concrete structures. The approach involves capturing response in three stages; namely, structural response at ambient conditions (prior to fire exposure), thermo-mechanical response during fire exposure, and post-fire residual response after cooling down of the structural member. The proposed approach is implemented in a comprehensive numerical model developed in the finite element computer program ABAQUS for specifically evaluating residual capacity of an RC beam after exposure to different fire scenarios. Predictions from the numerical model are utilized to highlight importance of each stage of analysis in evaluating realistic residual capacity of fire damaged concrete members.

**Keywords:** reinforced concrete members, fire damage, cooling phase, post-fire residual capacity.

## Un enfoque numérico para evaluar la capacidad residual de los miembros de concreto dañados por el fuego

### RESUMEN

Este artículo presenta un enfoque para evaluar la capacidad residual de las estructuras de hormigón dañadas por el fuego. El enfoque implica capturar la respuesta en tres etapas; a saber, la respuesta estructural en condiciones ambientales (antes de la exposición al fuego), la respuesta termomecánica durante la exposición al fuego y la respuesta residual posterior al incendio después del enfriamiento del miembro estructural. El enfoque propuesto se implementa en un modelo numérico integral desarrollado en el programa de computadora de elementos finitos ABAQUS para evaluar específicamente la capacidad residual de un haz RC después de la exposición a diferentes escenarios de incendio. Las predicciones del modelo numérico se utilizan para resaltar la importancia de cada etapa de análisis en la evaluación de la capacidad residual realista de los elementos de hormigón dañados por el fuego.

**Palabras clave:** elementos de hormigón armado, daños por incendio, fase de enfriamiento, capacidad residual posterior al incendio.

## 1. INTRODUÇÃO

O incêndio representa uma severa condição ao ambiente que a infraestrutura civil pode sofrer durante sua vida útil. Portanto, os elementos estruturais dos edifícios devem atender aos requisitos exigidos de resistência ao fogo especificados nas normas de construção (CEN, 2004 a; ASTM Internacional, 2018). Entretanto, dados estatísticos sugerem claramente que, mesmo quando os incêndios ocorrem em estruturas, o colapso completo dos sistemas estruturais devido ao incêndio é um evento raro (Beitel e Iwankiw, 2005). A probabilidade de colapso completo em estruturas de concreto armado ou concreto protendido (CA e CP) é ainda menor devido à baixa condutividade térmica, alta capacidade térmica e degradação mais lenta das propriedades mecânicas do concreto devido à temperatura (Tovey e Crook, 1986; Kodur, 2014; Kodur, 2017). Portanto, é razoável supor que estruturas de concreto, após a maioria dos incidentes de incêndio, possam ser abertas para reocupação com reparos e readaptações adequadas (Kodur e Agrawal, 2015; Kodur e Afrawal, 2016; Kodur e Phan, 2007).

No entanto, sempre há incerteza em relação ao nível de capacidade estrutural residual em elementos

de concreto após um incidente de incêndio. É imperativo avaliar se existe capacidade residual suficiente nos elementos estruturais antes da reocupação após um incêndio grave. Além disso, essa avaliação forma a base para o desenvolvimento de estratégias relevantes de readaptações (reparo) em estruturas de concreto danificadas pelo fogo.

A capacidade residual retida em estruturas de concreto danificadas pelo fogo é altamente variável e depende do histórico de temperatura e das condições estruturais presentes durante a exposição ao fogo (Kodur e Agrawal, 2015; Kodur e Afrawal, 2016; Kodur e Phan, 2007). Série de fatores, incluindo a gravidade do fogo, as propriedades do material dependente da temperatura do aço e do concreto, a duração do incêndio (períodos de aquecimento e resfriamento), a degradação dos vínculos induzido pela temperatura, o nível de carga e as condições de restrição presentes durante a exposição ao fogo influenciam a capacidade residual. Muitos desses fatores são interdependentes e podem variar significativamente em diferentes cenários. Desta forma, a avaliação da capacidade residual pode ser bastante complexa e depende das suposições utilizadas na análise.

Atualmente, existem abordagens limitadas para avaliação da capacidade residual de estruturas de concreto danificadas pelo fogo (Bai e Wang, 2011; Kodur et al, 2013; Kodur et al, 2010). A maioria dessas abordagens é baseada em análises seccionais que não levam em conta como relevante o nível de carga, as condições de contorno e as deformações residuais pós-incêndio na avaliação da capacidade residual. Além disso, a maioria das abordagens atuais de avaliação de capacidade residual não leva em consideração o efeito de endurecimento por deformação na armação, o que pode levar a uma sub-predição da capacidade de momento em 15 a 25% do que o valor real experimentado em aplicações de campo (Kodur e Agrawal, 2016).

Para superar algumas das desvantagens acima, é proposta uma abordagem para prever a capacidade residual e as deflexões residuais das estruturas de CA expostas ao fogo. A novidade da abordagem atual reside na consideração de distintas propriedades dos materiais da armadura de aço e concreto durante a fase de aquecimento da exposição ao fogo, fase de resfriamento da exposição ao fogo, bem como a fase residual (após o resfriamento) e a incorporação de deformações (plásticas) residuais pós-incêndio de elementos de CA danificados pelo fogo na análise de resposta pós-incêndio. A abordagem proposta é implementada através de um modelo numérico abrangente desenvolvido em um programa de computador baseado em elementos finitos ABAQUS (ABAQUS, 2012). Os resultados de estudos numéricos são utilizados para ilustrar a importância de cada fase da análise na avaliação da capacidade residual de elementos de CA danificados pelo fogo.

## **2. DANO CAUSADO PELO FOGO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO**

A extensão dos danos às estruturas de concreto devido à exposição ao fogo é influenciada pelas condições existentes imediatamente antes do incidente, bem como enquanto a duração completa da exposição ao fogo, incluindo a fase de resfriamento prolongada quando as temperaturas da seção transversal do elemento retornam à condições ambiente. As diferentes fases encontradas para uma viga típica de CA durante e após um incêndio são ilustradas na Fig. 1. Quando o incêndio atinge ignição súbita generalizada, as temperaturas da seção transversal aumentam e a capacidade de carga diminui, juntamente com o aumento da deflexão devido à degradação induzida pela temperatura na resistência e rigidez do concreto e do aço. Além disso, mesmo quando as temperaturas do fogo começam a decair durante a fase de resfriamento, as temperaturas da seção transversal dentro do elemento estrutural permanecem significativamente altas por uma duração prolongada após condições de exaustão ou após a extinção do fogo, devido à alta inércia térmica do concreto. De fato, as temperaturas dentro do elemento podem não voltar às condições ambiente até 24 a 72 horas após a extinção do incêndio, dependendo do tamanho (massa térmica) do elemento e da gravidade do incêndio. Depois que o elemento esfria até as condições ambiente, existe uma deflexão

irrecuperável no membro estrutural. Essas deformações residuais representam o estado de dano estrutural no elemento resultante da exposição ao fogo e a extensão do dano, dependendo do nível de carga, condições de contorno e degradação induzida pela temperatura nas propriedades do material.

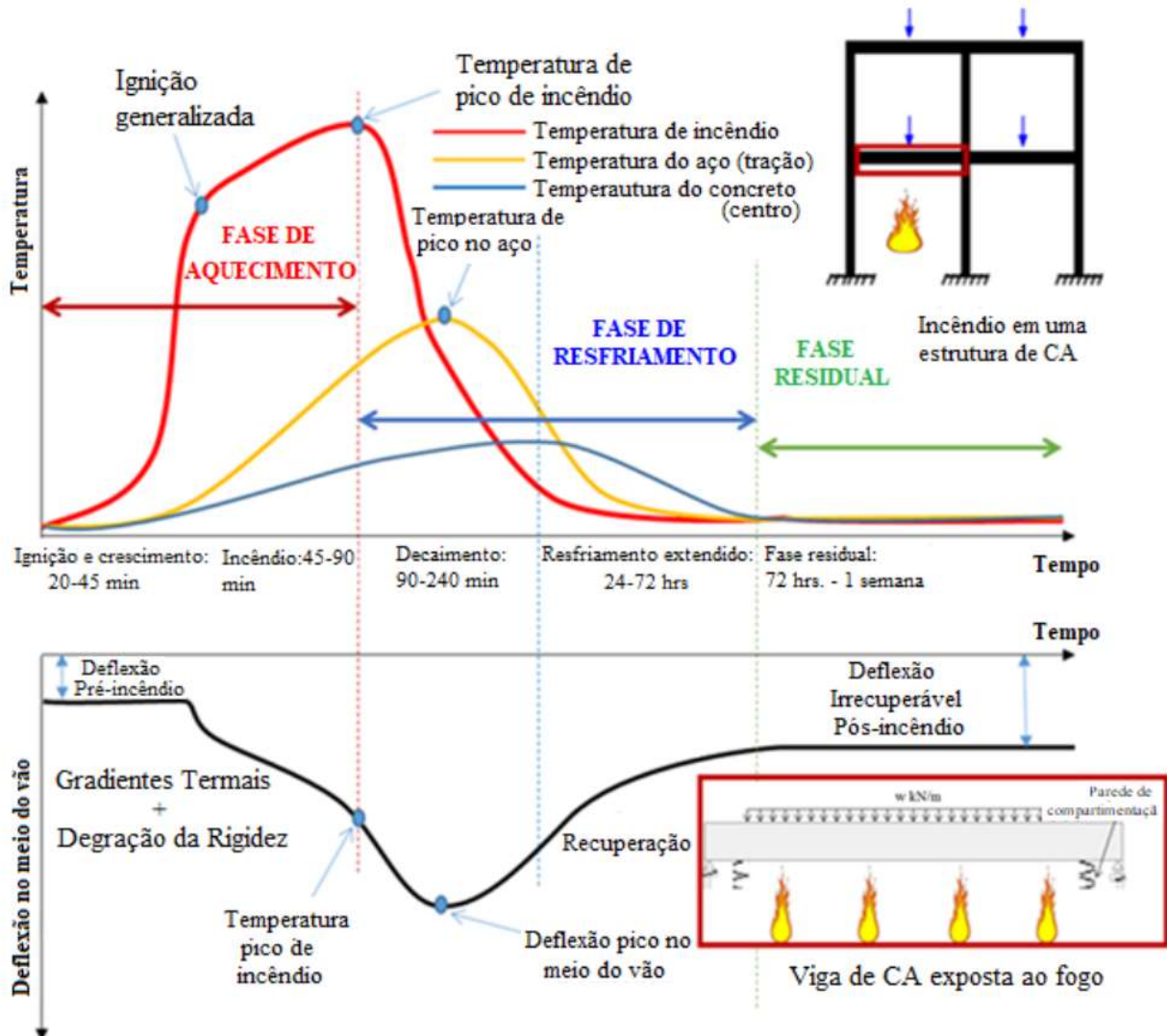


Figura 1. Resposta de uma viga típica de CA durante e após a exposição ao fogo.

Dessa forma, é crucial estabelecer temperaturas seccionais experimentadas pelo elemento estrutural, condições estruturais presentes durante o evento de incêndio, taxa de resfriamento e deformações residuais para avaliar a capacidade residual dos elementos de concreto danificados pelo fogo.

### 3. ABORDAGEM PARA LEVANTAMENTO DA CAPACIDADE RESIDUAL

O comportamento de um elemento de CA após a exposição ao fogo geralmente depende de parâmetros como nível de carga, temperaturas experimentadas no elemento durante a exposição ao fogo, taxa de resfriamento e recuperação da resistência após o incêndio. Uma abordagem geral composta por três fases, que incorporam a interdependência desses parâmetros na avaliação da capacidade residual dos elementos de CA, é apresentada nesta seção.

### 3.1 Procedimento geral

Para avaliar a capacidade residual, a análise de resistência de um elemento de CA tem de ser realizada em três fases, nomeadamente, análise da resposta ambiente à temperatura ambiente (Fase 1), análise de temperatura elevada compreendendo a fase de aquecimento e resfriamento da exposição ao fogo (Fase 2) e, finalmente, análise residual pós-incêndio após o resfriamento do elemento de concreto (Fase 3). As três fases da análise para avaliar a capacidade residual de elementos de CA danificados por incêndio são ilustrados através de um fluxograma na Fig. 2. Esse tipo de abordagem pode ser aplicado através de análises avançadas, utilizando o pacote de software de elementos finitos comerciais, como o ABAQUS (ABAQUS, 2012).

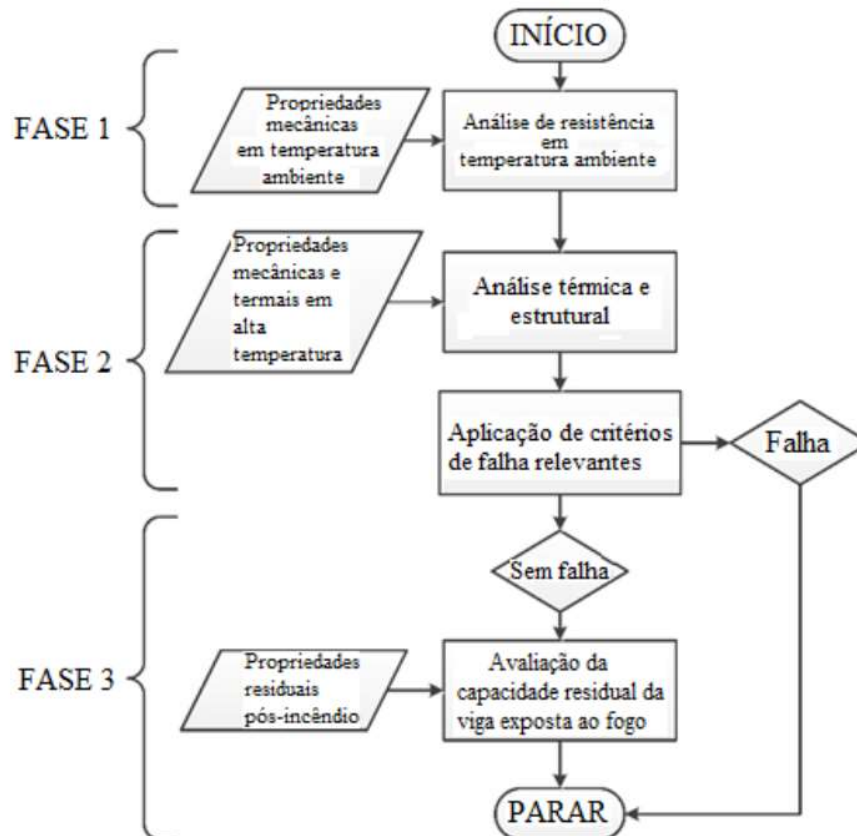


Figura 2. Fluxograma descrevendo a abordagem em três fases para avaliar a capacidade residual de estruturas de concreto armado danificadas pelo fogo.

Na Fase 1, a capacidade de carga (momento) de um elemento de CA é avaliada através de equações de resistência especificadas para avaliação da capacidade em temperatura ambiente disponível em normas de concepção. Alternativamente, a análise detalhada dos elementos finitos pode ser realizada incrementando gradualmente a carga no elemento até que ocorra falha. Para esta análise, as propriedades de resistência e rigidez à temperatura ambiente do concreto e da armadura de aço devem ser levadas em consideração.

Na Fase 2 da análise, a resposta do elemento de CA é avaliada em um cenário de incêndio, nível de carga e condições de restrição que estão presentes durante a exposição ao fogo. Ambas respostas térmica e estrutural do elemento são rastreadas para avaliar o desempenho ao fogo do elemento de CA. Nesta fase, as propriedades dependentes da temperatura do concreto e do aço da armadura específicas para as fases de aquecimento e resfriamento do fogo devem ser inseridas (Kodur e Agrawal, 2015; Kodur e Agrawal, 2016; Kodur e Phan, 2007). Essa fase da análise é realizada em vários incrementos de tempo até a falha do elemento ou através da duração total da exposição ao

fogo, o que ocorrer primeiro. Os parâmetros de resposta da análise térmica e estrutural devem ser utilizados para verificar a falha no final de cada incremento de tempo para avaliar o estado do elemento de CA em diferentes estados limites de falha.

Após o resfriamento do elemento, se não houver falha na Fase 2, a Fase 3 da análise deve ser realizada. Nesta fase da análise, o elemento de CA é carregado de forma incremental e a resposta estrutural do elemento é traçada. Para esta análise, são consideradas propriedades residuais específicas do material (concreto e armadura de aço). Os incrementos de carga continuam até que o membro falhe, conforme qualquer um dos estados limite especificados que governam a falha.

#### 4. ESTUDO DE CASO

A fim de ilustrar a capacidade da abordagem proposta para avaliar a resistência residual de um elemento de CA exposto ao fogo, um modelo de elementos finitos foi desenvolvido no ABAQUS (ABAQUS, 2012). Este modelo foi aplicado para avaliar a resposta de vigas de CA danificadas pelo fogo em três fases de análise diferentes, conforme a abordagem proposta. Detalhes completos da validação da abordagem proposta para análise da capacidade residual da avaliação de capacidade residual de elementos de concretos danificados pelo fogo podem ser encontrados em outros lugares (Kodur e Agrawal, 2016).

##### 4.1 Vigas analisadas

Duas vigas de concreto idênticas, designadas como vigas V1 e V2, foram analisadas quanto à capacidade residual após exposição a cenários de incêndio com fases distintas de aquecimento e resfriamento. Os parâmetros chaves de resposta, incluindo deflexões e temperaturas, foram calculados durante diferentes fases da análise para monitorar o desempenho de cada viga. Os parâmetros de análise adotados para as duas vigas estão resumidos na Tabela 1.

Tabela 1. Resumo dos parâmetros de análise e resultados utilizados para o estudo de caso.

Designação da viga	Condição de apoio	Exposição ao fogo	Capacidade de projeto ACI (kN-m)	Resistência ao fogo prevista (min)	Capacidade residual prevista (kN-m)
V1	Simplesmente apoiada	SF*	191	Sem falha	189
V2		LF**		Sem falha	164

\* Cenário de incêndio curto com fase de aquecimento de 2h; \*\* Cenário de incêndio severo com fase de aquecimento de 3h

##### 4.2 Detalhes da análise

A análise foi realizada no programa computacional de elementos finitos ABAQUS (ABAQUS, 2012). Os modelos constitutivos para concreto e aço são definidos na estrutura do pacote de software e a modelagem de vigas de CA expostas ao fogo é realizada usando o procedimento de análise termomecânica acoplada sequencialmente. Neste procedimento, a análise mecânica utiliza os resultados (temperaturas) gerados na análise de transferência de calor, mas não existe dependência reversa. Além disso, são necessários dois submodelos para realizar as três fases da análise, nomeadamente, modelos estruturais e térmicos. É necessário um modelo estrutural para realizar a análise de resistência nas Fases 1, 2 e 3, enquanto a Fase 2 da análise requer cálculos de transferência de calor para calcular temperaturas seccionais na viga de CA.

No caso do modelo estrutural, elementos contínuos de oito nós com integração reduzida (C3D8R) e elementos de ligação de dois nós (T3D2) são utilizados para discretização de concreto e armadura

de aço, respectivamente. No caso do modelo térmico em espaço 3D, concreto e a armadura de aço foram discretizados utilizando elementos DC3D8 (elemento de bloco linear de 8 nós) e elementos DC1D2 (elemento de vínculo de 2 nós) disponíveis na biblioteca do ABAQUS (ABAQUS, 2012), que tem a temperatura nodal (NT11) como o único grau ativo de liberdade.

#### 4.3 Parâmetros de entrada para análise

Vários parâmetros de entrada, como geometria do modelo, distribuição de carga, condições de contorno, cenários de incêndio e propriedades do material são necessários para executar diferentes fases de análise. Os detalhes das vigas e as curvas tempo-temperatura dos cenários de incêndio assumidos para análise são apresentados esquematicamente na Fig. 3a-c.

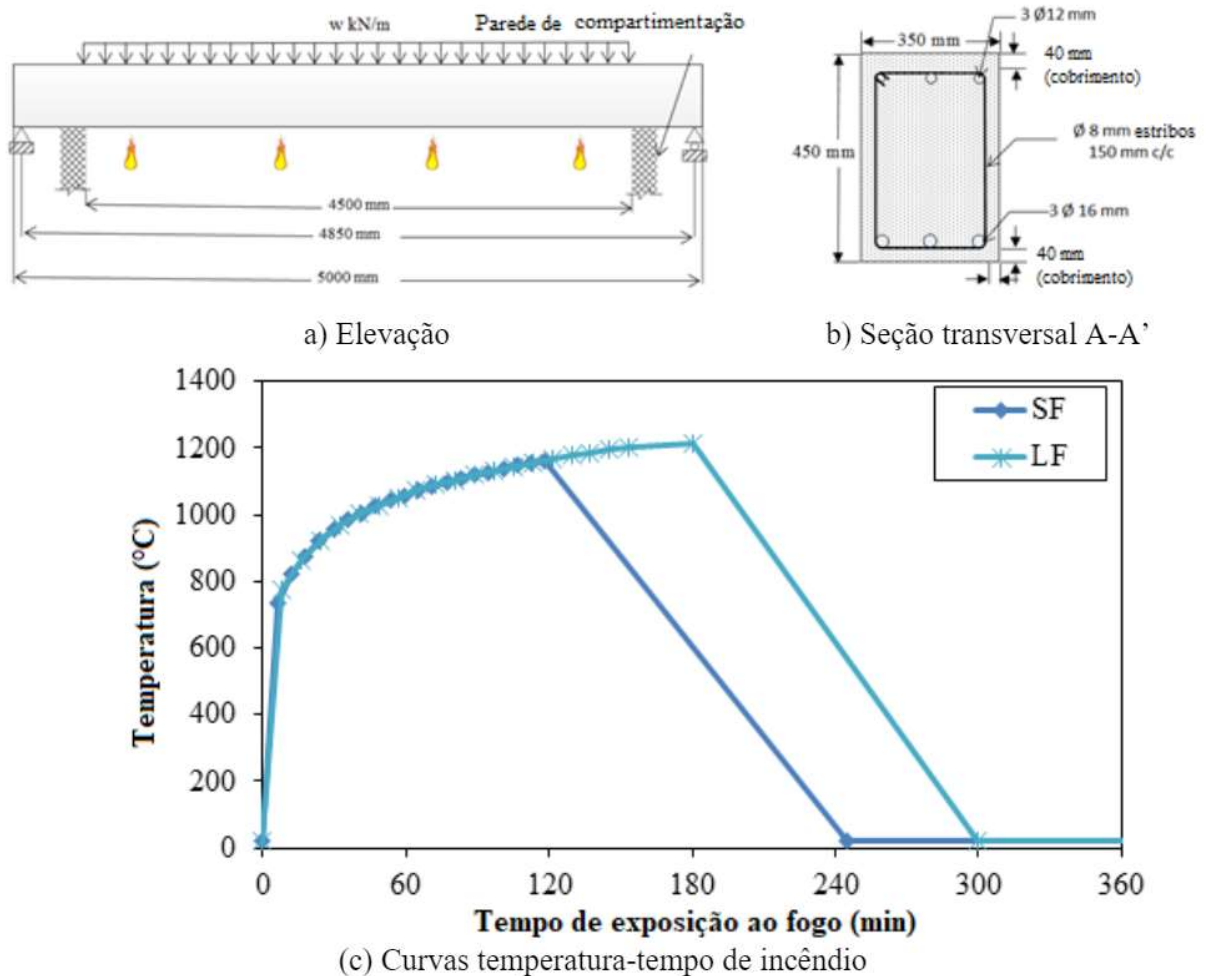


Figura 3. Dimensões, detalhes de armadura, cenários de carga e incêndio adotados para estudo de caso em vigas de CA

Ambas as vigas tinham dimensões transversais e detalhamento de armadura idênticas. Presume-se que o aço das armaduras principais e dos estribos apresentem resistência de escoamento de 450 MPa e 280 MPa, respectivamente. Além disso, a resistência média à compressão (do cilindro) do concreto adotada foi de 50 MPa. Supunha-se que as vigas fossem simplesmente apoiadas em todas as fases da análise. Uma carga uniformemente distribuída foi aplicada em cada viga, gerando um momento fletor de 50% da capacidade da viga, de acordo com o ACI 318 (American Concrete Institute, 2008), semelhante ao nível de carga (tensão) normalmente presente durante as condições de exposição pré-incêndio. Os cenários de exposição ao incêndio adotados para simular danos ao

fogo nas vigas foram calculados de acordo com o Eurocode 1 (CEN, 2004a) e compostos por uma fase distinta de aquecimento e resfriamento. A variação da carga de combustível de 500 MJ/m<sup>2</sup> para 750 MJ/m<sup>2</sup> resultou em uma fase de aquecimento de 2h para o cenário de Fogo Curto (SF) e 3h para o Fogo Severo (LF), respectivamente. O resfriamento linear (decaimento) nas temperaturas de incêndio foi adotado de acordo com as recomendações do Eurocode 1 (CEN, 2004a) para simular a fase de resfriamento no elemento estrutural (ver Fig. 3).

Além desses parâmetros de entrada, várias propriedades do material também devem ser inseridas durante as diferentes fases da análise. Para a análise da Fase 1, à temperatura ambiente, são adotadas relações tensão-deformação uniaxiais típicas para concreto e aço à temperatura ambiente. Na análise da Fase 2, durante a fase de aquecimento, assume-se que as propriedades térmicas e mecânicas dependentes da temperatura da armadura de aço e do concreto sejam as das disposições do Eurocode 2 e 3 (CEN, 2004b; CEN, 2004d). Na análise da Fase 3, após o resfriamento da viga de CA exposto ao fogo, presume-se que a resistência à compressão e tração uniaxial residual do concreto após o resfriamento até a temperatura ambiente seja 10% menor que a resistência atingida na temperatura máxima. Esta premissa é baseada nas recomendações do Eurocode 4 (CEN, 2004e). A relação tensão-deformação residual da armadura de aço é calculada usando a degradação observada por Neves et al. (1996).

#### 4.4 Resultados

Os campos de deslocamento e temperatura são as principais variáveis de saída geradas durante as diferentes fases da análise. Os deslocamentos devido à carga aplicada na primeira fase da análise são usados para verificar a condição da viga durante a análise da Fase 1. Na análise da Fase 2, a saída da análise térmica, ou seja, temperaturas nodais, é aplicada como carga corporal térmica no modelo estrutural para avaliar a resposta mecânica da viga de CA sob exposição ao fogo. Um identificador para verificar se o material está em fase de aquecimento ou resfriamento, para aplicar as propriedades apropriadas do material, é atualizado na análise estrutural usando a sub-rotina UFIELD disponível na ABAQUS (ABAQUS, 2012). Além disso, as temperaturas máximas experimentadas em cada nó durante a análise térmica são usadas para calcular propriedades mecânicas residuais a serem usadas para a avaliação da capacidade residual na análise da Fase 3, quando necessário. A resposta de carga (momento) de deflexão da análise da Fase 3 é utilizada para avaliar a capacidade residual de vigas de concreto armado expostas ao fogo.

## 5. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Na análise da Fase 1, a capacidade de projeto em temperatura ambiente das vigas V1 e V2 foi calculada em 191 kN-m, de acordo com as equações de projeto da ACI 318 (ACI, 2008). Além disso, a capacidade realista em temperatura ambiente das vigas de CA antes da exposição ao fogo, usando análise de elementos finitos quando o endurecimento por deformação e nenhum fator de redução de material é aplicado, foi calculada em 250 kN-m.

Após avaliar a capacidade em temperatura ambiente na Fase 1, cada viga foi submetida a um cenário distinto de exposição ao fogo sob nível de carga constante (tensão) na análise da Fase 2. Durante a análise da Fase 2 (exposição ao fogo), a resposta térmica e estrutural das vigas foi avaliada não apenas até o final da exposição ao fogo, mas durante um período de resfriamento prolongado, isto é, o período que abrange a extinção do fogo para completar o resfriamento, incluindo o tempo gasto para que toda a seção transversal da viga volte à temperatura ambiente.

A resposta térmica das vigas analisadas, V1 e V2, durante a exposição ao fogo, é mostrada na Fig. 4, plotando as temperaturas do aço e do concreto em diferentes locais da seção transversal, em função do tempo. Diferentemente das temperaturas do fogo que subiram rapidamente nos primeiros minutos, as temperaturas na seção transversal de ambas as vigas começaram a subir de 10 a 15



minutos na exposição ao fogo, quando as temperaturas do fogo já estavam acima de 700°C. Temperaturas dentro da seção transversal da viga aumentam monotonicamente durante a fase de aquecimento das vigas V1 e V2, que duram 120 minutos e 180 minutos, respectivamente. Além disso, as temperaturas de seção transversal em ambas as vigas continuam a aumentar, mesmo quando a temperatura do fogo decai, devido à alta inércia térmica do concreto. De fato, as temperaturas de seção transversal atingem valores de pico durante a fase de resfriamento (decaimento) da exposição ao fogo em ambas as vigas. As temperaturas de pico do aço em V1 e V2 são calculadas em 592°C e 715°C a 170 e 240 minutos, respectivamente, bem após o término da fase de aquecimento da exposição ao fogo. Da mesma forma, as temperaturas de pico em profundidade média do concreto são calculadas em 240°C e 315°C, respectivamente. Portanto, a exposição ao fogo relativamente menos severa adotada para a viga V1 leva a temperaturas transversais relativamente mais baixas em comparação com as experimentadas na viga V2. No entanto, ambas as vigas não falham durante a exposição ao fogo ou durante a fase de resfriamento prolongada após a exposição ao fogo.

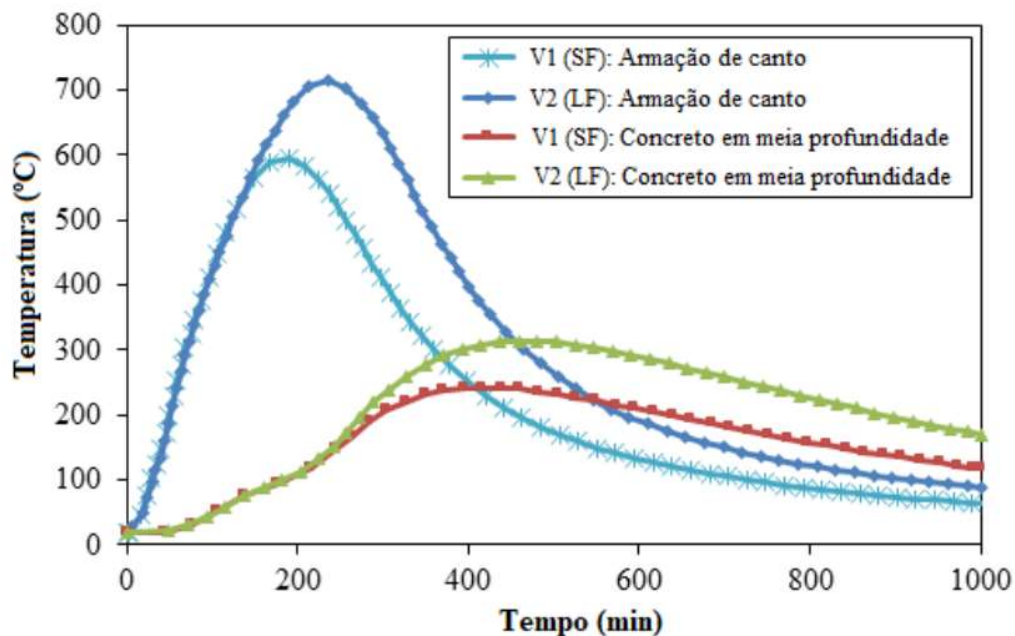


Figura 4. Temperaturas previstas nas vigas V1 e V2

A resposta estrutural das vigas V1 e V2 pode ser aferida através de deflexões previstas no meio do vão em função do tempo, conforme mostrado na Fig. 5. Durante essa fase inicial de exposição ao fogo, o aumento da deflexão é governado principalmente pelo nível de carga aplicada e gradientes térmicos que se desenvolvem dentro da seção transversal da viga. À medida que a exposição ao fogo avança, a temperatura da seção transversal dentro da viga começa a subir e os gradientes térmicos diminuem ao longo da profundidade. A deflexão no meio do vão das vigas continua a aumentar, mas a uma taxa relativamente gradual, devido à redução gradual nas propriedades mecânicas, especialmente no módulo de elasticidade da armadura de aço.

À medida que as temperaturas do aço continuam a aumentar de maneira constante, calculou-se que a deflexão de pico no meio do vão foi de aproximadamente 80 mm e 120 mm nas vigas V1 e V2, respectivamente. Pode-se observar que, quando a temperatura de pico do aço aumentou de aproximadamente 600°C para 700°C, o pico da deflexão no meio do vão aumentou significativamente em quase 50%.

Ambas as vigas não falham durante a exposição ao fogo e as deflexões no meio do vão se recuperam

quando as temperaturas do aço e do concreto voltam à temperatura ambiente. Isso pode ser atribuído principalmente à recuperação das propriedades de resistência e módulo na armadura de aço, uma vez que a viga entra na fase de resfriamento estendida. Além disso, a recuperação na deflexão no meio do vão durante a fase de resfriamento da exposição ao fogo é governada por temperaturas transversais, especialmente temperaturas das barras de aço.

Um estado estacionário é atingido na deflexão no meio do vão nas vigas V1 e V2, à medida que as temperaturas do aço resfriam abaixo de 150°C. Além disso, deformações residuais perceptíveis são deixadas nas vigas expostas ao fogo e não retornam à configuração pré-incêndio após o carregamento aplicado ser removido. Isso se deve principalmente a danos irreversíveis causados pela temperatura no concreto, que não recuperam nenhuma de suas propriedades de resistência e rigidez após o resfriamento às condições ambiente, bem como deformações plásticas residuais na armadura de aço e concreto, mesmo após o resfriamento à temperatura ambiente. Tais deformações afetam negativamente a capacidade de manutenção futura da estrutura de concreto danificada pelo fogo, pois essas deformações são significativamente maiores que a deflexão pré-incêndio (temperatura ambiente) no elemento. A deformação residual, sem carga atuando na viga, foi calculada em 43 mm para a viga V1 e 74 mm para a viga V2, respectivamente (ver Fig. 6), e foi assumido que este era o estado inicial da análise de resistência residual na Fase 3.

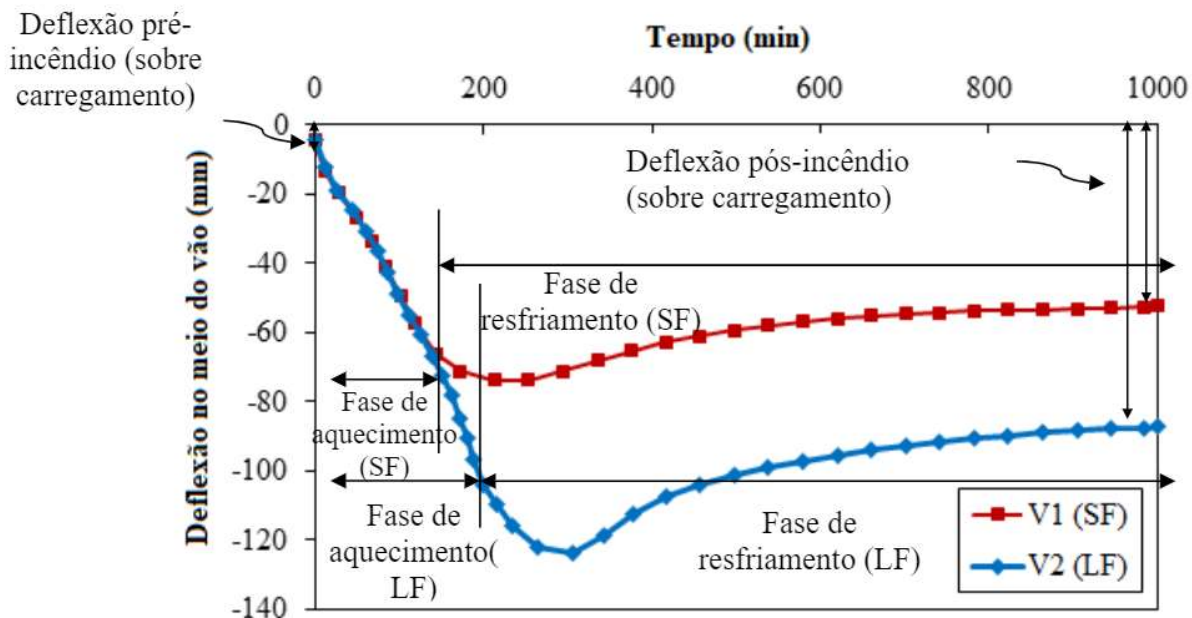


Figura 5. Deflexão no meio do vão das vigas V1 e V2 previstas durante os cenários de incêndio.

A resposta de momento-deflexão residual das vigas V1 e V2 é avaliada na análise da Fase 3 e mostrada na Fig. 6. As duas vigas danificadas pelo fogo exibem três fases principais na progressão da deflexão, ou seja, resposta linear (marcada como A-B na Fig. 6), início do escoamento na armadura de aço (marcada como B na Fig. 6) e deformação plástica até a falha (marcada como BC na Fig. 6). Na primeira fase (veja A-B na Fig. 6), a resposta de momento-deflexão das vigas danificadas pelo fogo segue uma tendência linear como vista em uma seção trincada, até o início do escoamento na armadura de aço. Isso pode ser atribuído a extensas trincas por tração e degradação do material induzida pela temperatura que ocorrem nas vigas durante a exposição ao fogo. O momento de escoamento para as vigas danificadas por fogo V1 e V2 foi calculado em 135 kN-m e 150 kN-m, respectivamente.

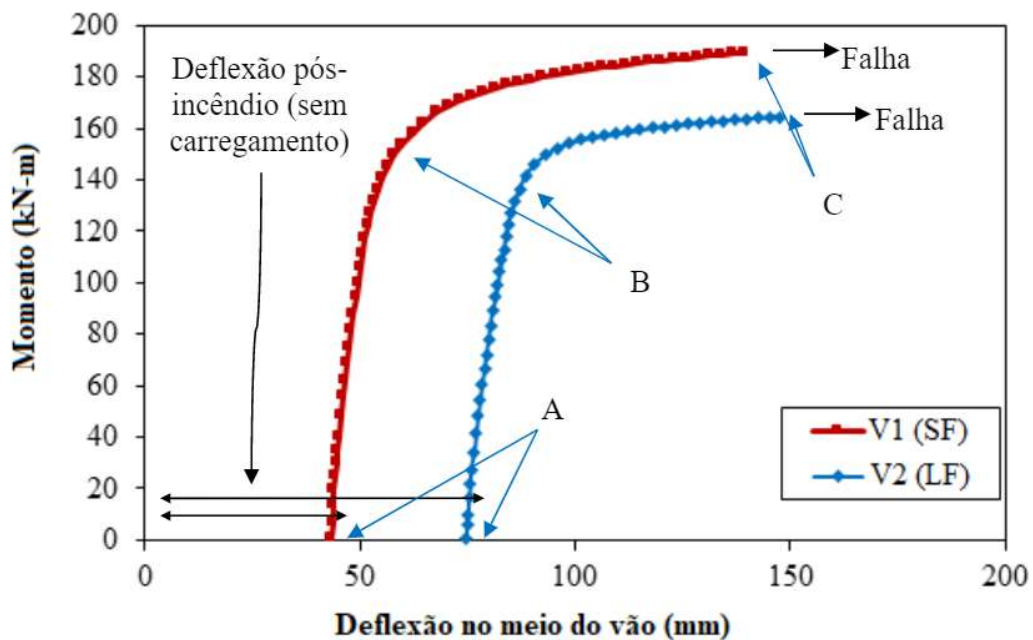


Figura 6. Resposta prevista de momento-deflexão residual para vigas danificadas por incêndio.

Após o escoamento, as vigas se deformam de maneira plástica, aumentando ainda mais a capacidade de carga do momento, devido ao efeito de endurecimento por deformação na armadura de aço.

Calculou-se que a capacidade de momento de pico nas vigas danificadas pelo fogo V1 e V2 era de 189 kN-m e 164 kN-m, respectivamente. Essa capacidade residual calculada foi comparável à capacidade de temperatura ambiente calculada de acordo com a ACI 318 (ACI, 2008), mesmo após danos significativos ao fogo, uma vez que o endurecimento por tensão do aço não é considerado conservadoramente nas equações de projeto do ACI 318 (ACI, 2008) para estimar a capacidade da viga na Fase 1 (Kodur et al., 2010). No entanto, a capacidade residual das vigas V1 e V2 representa uma recuperação de 76% e 65%, respectivamente, em relação à capacidade realista em temperatura ambiente da viga calculada usando análise de elementos finitos. Desse modo, após um incidente de incêndio, as vigas danificadas por incêndio podem satisfazer o estado limite do projeto devido à consideração de resistência, mas precisam ser readaptadas para fornecer um nível comparável de segurança (capacidade) que existia antes do incidente de incêndio.

## 6. CONCLUSÃO

Uma abordagem geral é proposta para avaliar a capacidade residual de elementos estruturais de CA expostos ao fogo. Com base nos resultados da análise, as seguintes conclusões podem ser tiradas:

1. São necessárias três fases de análise para avaliar a capacidade residual dos elementos estruturais de concreto armado expostos ao fogo, nomeadamente nas condições ambiente pré-incêndio, durante a exposição ao fogo e após o resfriamento do elemento de CA exposto ao fogo.
2. O software ABAQUS de elementos finitos pode ser aplicado com sucesso na avaliação da resposta de membros estruturais de concreto armado expostos ao fogo. Parâmetros de entrada específicos, incluindo características de incêndio, parâmetros estruturais e propriedades do material, devem ser inseridos em cada fase de análise.
3. Deformações plásticas residuais irrecuperáveis ocorrem nos elementos de CA devido a danos induzidos pela temperatura, sofridos durante a exposição ao fogo. Essas deformações

residuais são significativamente maiores que as deformações pré-incêndio (temperatura ambiente) e podem afetar adversamente a capacidade de manutenção pós-incêndio do elemento de concreto danificado pelo fogo.

Após um incidente de incêndio, as vigas danificadas pelo fogo podem satisfazer o estado limite de projeto devido à resistência, mas precisam ser readaptadas para fornecer um nível comparável de segurança (capacidade) que existia antes do incidente de incêndio.

## 7. AGRADECIMENTOS

Os autores desejam agradecer o apoio da Agência dos Estados Unidos para o Desenvolvimento Internacional (através do Programa Cooperativo Paquistão-EUA em Ciência e Tecnologia, concessão PGA-2000003665) e da Michigan State University pela realização desta pesquisa. Quaisquer opiniões, descobertas, conclusões ou recomendações expressas neste artigo são de responsabilidade do autor e não refletem necessariamente as opiniões da instituição.

## 8. REFERÊNCIAS

- ABAQUS (2012), *ABAQUS Version 6.12 Documentation*. Dassault Systemes Simulia Corp., Providence, RI. URL: <http://130.149.89.49:2080/v6.12/index.html>
- American Concrete Institute (ACI) (2008). *ACI 318-08: Building code requirements for reinforced concrete*. Vol. 552. American Concrete Institute. 465 pp. Farmington Hills, MI.
- ASTM International (2018). *E119-18 Standard Test Methods for Fire Tests of Building Construction and Materials*. West Conshohocken, PA; ASTM International. doi: <https://doi.org/10.1520/E0119-18>
- Bai, L., Wang, Z. (2011). *Residual Bearing Capacity of Reinforced Concrete Member after Exposure to High Temperature*. *Advanced Materials Research*. 368–373:577–81. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMR.368-373.577>.
- Beitel J., Iwankiw N. (2005). *Historical Survey of Multistory Building Collapses Due to Fire*. *Fire Protection Engineering*. 3rd Quart. issue 27: 42-49.
- European Committee for Standardization (CEN) (2004a). *EN 1991-1-2, Eurocode 1: Actions on structures. Part 1-2: General actions - Actions on structures exposed to fire*. Brussels, Belgium.
- European Committee for Standardization (CEN) (2004b). *EN 1992-1-1, Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings*. Brussels, Belgium; 2004.
- European Committee for Standardization (CEN) (2004c). *EN 1992-1-2, Eurocode 2: Design of Concrete Structures. Part 1–2: General Rules – Structural Fire Design*, p. 97. Brussels, Belgium.
- European Committee for Standardization (CEN) (2004d). *EN 1993-1-2, Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-2: General rules-structural fire design*. Brussels, Belgium; 2004.
- European Committee for Standardization (CEN) (2004e). *EN 1994-1-2, Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-2: General rules-structural fire design*. Brussels, Belgium; 2004.
- Kodur, V. (2014). *Properties of concrete at elevated temperatures*. *International Scholarly Research Notices Civil Engineering*. 2014 (ID 468510): 1–15. <https://doi.org/10.1155/2014/468510>
- Kodur, V., Hibner, D., Agrawal, A. (2017). *Residual response of reinforced concrete columns exposed to design fires*. *Procedia Engineering*. 210: 574–81. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.11.116>.
- Kodur, V. K., Agrawal, A. (2015). *Critical Factors Governing the Residual Response of Reinforced Concrete Beams Exposed to Fire*. *Fire Technology*. 52(4): 967 pp. ISSN: 0015-2684 eISSN: 1572-8099. Springer US. <https://doi.org/10.1007/s10694-015-0527-5>.

- Kodur, V. K. R., Agrawal, A. (2016) *An approach for evaluating residual capacity of reinforced concrete beams exposed to fire*. Engineering Structures. 110:293–306. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.11.047>.
- Kodur, V. K. R., Dwaikat, M. B., Fike, R.S. (2010). *An approach for evaluating the residual strength of fire-exposed RC beams*. Magazine of Concrete Research. 62 (7): 479–88. ISSN: 0024-9831, eISSN: 1751-763X. <https://doi.org/10.1680/mac.2010.62.7.479>.
- Kodur, V. K. R., Phan, L. (2007). *Critical factors governing the fire performance of high strength concrete systems*. Fire Safety Journal. 42 (6-7): 482-488. ISSN: 0379-7112. <https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2006.10.006>.
- Kodur, V. K. R., Raut, N. K., Mao, X. Y. (2013). *Khaliq W. Simplified approach for evaluating residual strength of fire-exposed reinforced concrete columns*. Materials and Structures. 46:2059–2075. <https://doi.org/10.1617/s11527-013-0036-2>.
- Neves, I., Rodrigues, J. P. C., Loureiro A. D. P. (1996). *Mechanical properties of reinforcing and prestressing steels after heating*. Journal of Materials in Civil Engineering 8. (4):189–194. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0899-1561\(1996\)8:4\(189\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(1996)8:4(189))
- Tovey, A. K., Crook R. N. (1986). *Experience of Fires in Concrete Structures*. in SP-092: Evaluation and Repair of Fire Damage to Concrete. Special Publication. 92:1-14. American Concrete Institute.