

Contribuição às vigas de concreto armado degradadas pela ação do fogo: Análise comparativa entre o reforço estrutural com fibras de carbono e chapas metálicas

Y. S. Simões^{1*} , C. F. R. Santo¹ 

* Autor de Contato: yaghosimoes@usp.br

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i1.259>

Recepção: 25/09/2018 | Aceitação: 29/10/2018 | Publicação: 30/12/2018

RESUMO

Esse artigo tem como objetivo comparar duas técnicas de reforço estrutural, fibra de carbono e chapa metálica, utilizadas para recuperação de elementos de concreto armado degradados pela ação do fogo. Simula-se a deterioração de uma viga em situação de incêndio a partir de uma modelagem numérica térmica e, em seguida, são calculados os reforços mencionados. A fibra de carbono exigiu uma menor área em comparação àquela para chapa metálica, em função de sua elevada resistência mecânica. Como limitações, cita-se o fato de o estudo ser preliminar e envolver apenas uma análise térmica da viga, não sendo considerado o carregamento atuante e suas implicações. Conclui-se que a fibra de carbono apresenta maiores vantagens no que diz respeito ao reforço de vigas.

Palavras-chave: viga de concreto armado; reforço estrutural; fibra de carbono; chapa metálicas coladas; incêndio.

Citar como: Y. S. Simões, C. F. R. Santo (2019), "Contribuição às vigas de concreto armado degradadas pela ação do fogo: Análise comparativa entre o reforço estrutural com fibras de carbono e chapas metálicas", Revista ALCONPAT, 9 (1), pp. 48 – 64, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i1.259>

¹ Escola de Engenharia de São Carlos - EESC/USP, Brasil.

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, Merida, Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Website: 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 terceiro número do ano 2019, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do segundo número do ano de 2019.

Contribution to reinforced concrete beams degraded in fire situations: Comparative analysis between structural reinforcement with carbon fibers and sheet metal

ABSTRACT

This article aims to compare two structural reinforcement techniques, carbon fibers and the metal sheets, used to recovery of the degraded reinforced concrete elements. It will be simulated the deterioration of a beam in a fire situation from a thermal numerical modelling and then the two mentioned reinforcements are calculated. The carbon fibers required a smaller area compared to that obtained for metal sheets, due to its high mechanical strength. This work is a preliminary study that involved only a thermal analysis of a beam, not considering the loading and its implications. It is concluded that structural reinforcement in carbon fiber presents greater advantages than metal sheets for recovery of degraded reinforced concrete beams.

Keywords: reinforced concrete beams; structural reinforcement; carbon fiber; sheet metal; fire.

Contribución a las vigas de hormigón armado degradadas por la acción del fuego: Análisis comparativo entre el refuerzo estructural con fibras de carbono y chapas metálicas

RESUMEN

Este artículo tiene como objetivo comparar dos técnicas de refuerzo estructural, fibra de carbono y chapa metálica, utilizadas para la recuperación de estructuras de hormigón armado degradados por el fuego. Se simula un deterioro de una viga en situación de incendio a partir de un modelaje numérico térmico y, en seguida, se calculan los refuerzos mencionados. La fibra de carbono exigió un área menos en comparación con la chapa metálica, debido a su elevada resistencia mecánica. Este es un estudio preliminar que envolvió solamente un análisis térmico de una viga, sin tener en cuenta el cargamento actuante y sus implicaciones. Se concluye que la fibra de carbono presenta mayores ventajas en lo que se refiere al refuerzo de vigas.

Palabras clave: viga de hormigón armado; refuerzo estructural; fibra de carbono; chapa metálica; pegadas; incendio.

1. INTRODUÇÃO

A concepção de um projeto estrutural é uma tarefa bastante complexa, pois, além das etapas de lançamento, dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais, os projetistas devem prever medidas que evitem ou dificultem a ocorrência de manifestações patológicas. Em geral, as estruturas são projetadas para uma vida útil de 50 anos. Para que isso seja alcançado, devem ser realizadas ações preventivas, as quais evitam que a capacidade resistente dos elementos estruturais seja perdida a curto prazo. Um exemplo de ação preventiva corresponde à impermeabilização da superfície exposta do componente estrutural ao meio externo. Ela atua como uma barreira mecânica que impede a entrada de substâncias danosas ou ainda de substâncias que resultem em reações químicas cujos produtos são nocivos, no interior dos elementos estruturais.

Em elementos de concreto armado, um tipo de manifestação patológica muito comum e que promove a degradação do elemento estrutural é o *spalling* ou *desplacamento*. Ele pode ocorrer em temperatura ambiente devido à corrosão das armaduras imersas no interior do concreto, por exemplo (Stukovnik *et al.*, 2014). Nesse contexto, Wang *et al.* (2013) definem que a deterioração das estruturas de concreto armado ocorre em duas etapas. Na primeira, há a degradação da barreira

protetora das armaduras, permitindo a entrada dos agentes agressivos para o interior do elemento. Nesse processo, chamado de despassivação, o elemento estrutural não perde sua capacidade resistente. No que diz respeito a segunda etapa, acontece a deterioração do elemento estrutural propriamente dita, no qual o processo de corrosão das armaduras é iniciado, seguida de *spalling* da superfície do concreto e, posterior, colapso do elemento estrutural.

Além dos agentes agressivos, ações como incêndio e explosões também podem conduzir para degradação das estruturas. Atualmente, em virtude do aumento no número de casos de edifícios residenciais em situação de incêndio, muitos projetistas têm admitido que o dimensionamento das estruturas em temperatura ambiente, embora essencial, não é suficiente para se atender aos critérios de segurança estrutural. Assim, os elementos estruturais também devem ser dimensionados, de modo a atender o tempo requerido de resistência ao fogo (Kobes *et al.*, 2010).

No dia a dia das pessoas, o risco de incêndio é iminente. Ele pode acontecer por um curto circuito de um eletrodoméstico, fiações elétricas inadequadas ou vazamento de gás. No contexto do estudo de estruturas submetidas a incêndio é primordial conhecer a curva que caracteriza a evolução da temperatura dos gases ao longo do tempo, responsável por aquecer o elemento estrutural. Destaca-se que nenhum incêndio é igual ao outro, uma vez que há um grande número de parâmetros envolvidos para determinar a evolução de temperatura do elemento estrutural, como por exemplo: grau de ventilação da estrutura, o tipo e a quantidade de carga de incêndio.

Nesse aspecto, torna-se difícil definir uma temperatura e um tempo médios que edifícios residenciais comumente atingem quando se encontram em situação de incêndio. Dessa forma, as normas técnicas permitem a adoção de uma curva de aquecimento padrão para a construção de modelos em análise experimental. Tem-se assim o modelo de incêndio-padrão, cuja padronização permite o tratamento do incêndio de forma mais simples e aproximada.

Sobre as estruturas de concreto armado, o concreto atua como barreira térmica diminuindo o fluxo de calor para o aço. Isso ocorre porque o concreto apresenta melhores propriedades térmicas em comparação ao outro material, como por exemplo, a baixa condutividade térmica e alto calor específico, os quais diminuem a propagação de calor para o interior da seção transversal. De qualquer forma, pelo fato de haver um aquecimento, ambos os materiais tendem a perder rigidez e resistência mecânica. Ingham (2009) explica os mecanismos de degradação a nível microestrutural do concreto em situação de incêndio. Quando a temperatura do material atinge cerca de 100°C, a água livre presente nos agregados e na matriz evapora, aumentando a porosidade capilar. Nesse momento, há uma perda pequena de resistência do material. Quando a temperatura se eleva e alcança 300°C, há uma perda da água ligada a matriz de cimento. Até 600°C, os agregados sofrem expansão térmica e há um aumento de tensão interna. Entre 600°C e 800°C os elementos constituintes de carbonatos sofrem descarbonatação e, na faixa de 800°C a 1200°C, os componentes se desintegram e o concreto é calcinado.

Kodur e Agrawal (2016) estudaram os mecanismos de falha em elementos estruturais sob ação do fogo. Eles explicam que a deterioração de uma estrutura se deve tanto à desagregação de partes do concreto (*spalling*) e conseqüente elevação da temperatura nas barras de aço, quanto ao surgimento de deformações permanentes induzidas pelo aquecimento dos materiais.

Segundo Deeny *et al.* (2008), o *spalling* que ocorre em estruturas expostas ao fogo pode ter três origens. A primeira é relativa à ruína do agregado próximo à superfície aquecida, a segunda à desagregação das quinas no concreto e a terceira à ruptura frágil da superfície aquecida devido ao surgimento de tensões internas proveniente da evaporação da água livre. Enquanto a primeira é responsável apenas pelo dano superficial e, portanto, não afeta a capacidade resistente do material, a segunda e a terceira promovem a desagregação de partes do concreto, conduzindo a perda de resistência mecânica (Khoury, 2000; Hertz, 2003).

Após o incêndio é necessário avaliar se houve dano na capacidade resistente dos elementos estruturais. Caso tenha ocorrido, deve-se verificar a extensão do mesmo e assim optar ou pela destruição da estrutura ou pela recuperação dos elementos estruturais. Essa última alternativa pode

ser alcançada utilizando técnicas de reforço estrutural, de modo a restaurar a capacidade portante da estrutura degradada (Reis, 1998). Entre as técnicas de reforço atuais e as de particular interesse para esse trabalho citam-se a colagem de chapas de aço e a de polímeros reforçado com fibras de carbono na superfície do concreto. Ambas foram escolhidas por apresentarem pouco aumento da seção útil do elemento estrutural e não necessitarem, no processo construtivo, de concretagem (Obaidat, 2011). Apesar das pesquisas realizadas até o momento, como Lin e Zhang (2013), Firmo *et al.* (2015) e Jiangtao *et al.* (2017), terem investigado o comportamento de diversos tipos de reforços quando expostos à elevadas temperaturas, nenhuma delas apresenta o dimensionamento de reforço para estruturas de concreto armado degradadas pela ação do fogo.

Além do comportamento dos elementos estruturais sob elevadas temperaturas, é importante que o projetista saiba como dimensionar o reforço estrutural para a situação descrita. Assim, esse trabalho propõe um estudo comparativo entre os dois tipos de reforço anteriormente citados, a serem utilizados em vigas de concreto armado degradadas pela ação do fogo dimensionadas à flexão simples. Para tal, definiu-se o gradiente térmico no interior da viga, a partir de uma modelagem numérica e calculou-se o reforço necessário para que a estrutura voltasse a ter a capacidade resistente para qual ela foi dimensionada.

2. REFORÇO ESTRUTURAL

2.1. Reforço com fibras de carbono

Segundo Fard (2014), a utilização de fibras de carbono como reforço estrutural é mais vantajosa do que a adoção de chapas de aço coladas. Isso se deve à alta rigidez e resistência mecânica das fibras de carbono, que associada à sua baixa massa específica, promove aumento da capacidade portante da estrutura sem acréscimo de seu peso final. Além disso, a resistência à corrosão também representa uma vantagem das fibras de carbono em relação às chapas de aço coladas. Entre as desvantagens em se utilizar as fibras de carbono, destacam-se: o alto custo e a baixa performance das fibras quando sujeitas ao incêndio.

Em geral, o sistema de reforço com fibra de carbono é composto de dois elementos principais: a fibra de carbono, que é o elemento responsável pela resistência mecânica do sistema, e a matriz epoxídica (Figura 1), formada por resina epoxídica resultante da combinação de epocloridina e de bifenol. A matriz epoxídica é responsável pela transferência das tensões atuantes na estrutura para as fibras de carbono, sendo feita tanto por atrito quanto por adesão (Machado, 2007). A matriz envolve todas as fibras de carbono presentes no reforço, proporcionando tanto resistência mecânica quanto resistência aos agentes agressivos que podem deteriorar as fibras. Fard (2014) aponta que a superfície deve estar limpa, livre de materiais pulverulentos e o acabamento deve ser planejado, de modo a impedir que ocorra a perda de aderência entre a resina e a superfície do concreto.

Com relação ao processo executivo, o sistema de aplicação da fibra de carbono é composto por cinco etapas. Inicialmente, prepara-se a superfície do concreto através da inserção de uma camada de primer, cuja função é formar uma base estável livre de poeira e contaminantes. Em seguida, regulariza-se a superfície deixando-a livre de saliências para posterior aplicação da fibra de carbono. A partir disso, aplica-se a resina epóxi seguida da manta de fibra de carbono finalizando novamente com a resina. Por último, visando proteger as peças expostas ao sol contra a radiação UV, realiza-se uma camada de acabamento com tinta acrílica.

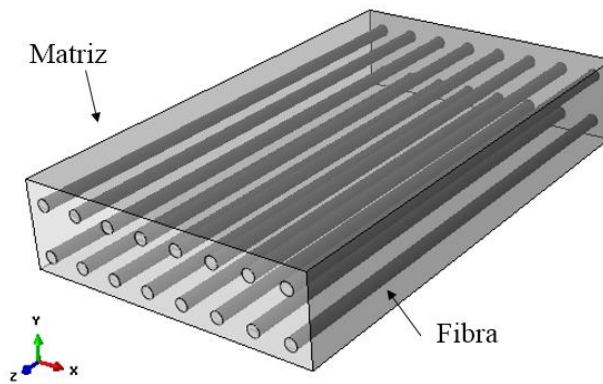


Figura 1. Matriz epoxídica e as fibras de carbono (Obaidat, 2011)

Com relação à disposição do sistema descrito, as fibras devem ser orientadas na direção das linhas de tensão por elas combatidas. Machado (2002) descreve que as fibras além de apresentar uma elevada resistência à tração, possuem boa resistência ao cisalhamento, embora em menor proporção que a anterior. Para essa última situação, o reforço é posicionado nas regiões dos apoios de modo a combater ao esforço cortante.

Segundo Chowdhury *et al.* (2008) e Raoof e Bournas (2017), uma das principais preocupações na utilização de reforço com fibra de carbono em elementos estruturais está relacionado a sua combustibilidade. Sob elevadas temperaturas, a resina responsável por ligar a manta de fibra de carbono ao concreto tende a se degradar, gerando fumaça tóxica e elevação do tamanho das chamas. Wang *et al.* (2003), Forter e Bisby (2005) e Chowdhury *et al.* (2008) apontam que, quando a temperatura no reforço atinge aquela correspondente à transição vítrea da resina, cerca de 93°C, ocorre o início da degradação de suas propriedades mecânicas. Além da resistência mecânica, os autores verificaram que, para temperaturas superiores à de transição vítrea da resina, houve redução da aderência entre o reforço e o concreto.

Não existe na literatura uma definição acerca da temperatura na qual ocorre a total degradação das propriedades mecânicas do reforço, comumente chamada de temperatura crítica. Chowdhury *et al.* (2008) aponta que ela ocorre entre 300°C e 400°C, o que corresponde a temperatura de combustão da resina. Já para Kumahara *et al.* (1993) e Wang *et al.* (2003) essa temperatura crítica é da ordem de 250°C. Apesar desses valores heterogêneos, Tanano *et al.* (1997) verificaram que a temperatura crítica depende da composição da resina utilizada no reforço. Estes autores identificaram em seus ensaios duas temperaturas críticas em função do tipo de resina utilizado, no caso 250°C e 860°C. Outra vantagem do reforço com fibras de carbono consiste na sua resistência residual após exposição a elevadas temperaturas. Forter e Bisby (2005) verificaram que, quando o reforço é exposto a temperatura de até 300°C e depois resfriado até atingir a temperatura ambiente, esse recupera sua resistência mecânica e rigidez.

2.2. Reforço por adição de chapas de aço coladas

O outro objeto de estudo desse trabalho corresponde a técnica de reforço por colagem de chapas finas de aço na superfície do concreto. Seu princípio consiste, basicamente, na criação de um sistema estrutural composto de concreto-cola-aço, no qual finas chapas de aço ficam coladas, por meio de resina epóxi e/ou parafusos, à superfície do concreto, aumentando significativamente a resistência do elemento aos esforços solicitantes, momento fletor e esforço cortante.

Souza (2008) e Adorno *et al.* (2015) afirmam que a ligação das chapas à estrutura pode ser feita por meio de resina epoxídicas aplicadas na área de contato entre o elemento e a chapa (Figura 2a), ou através de parafusos metálicos com injeção de resina epoxídica nos furos (Figura 2b), em que a primeira é a solução mais adotada no mercado.

Isso se deve tanto à maior facilidade de execução quanto à menor probabilidade de se fragilizar ainda mais, devido aos furos, uma estrutura já degradada. Ressalta-se que o adesivo epóxi é de extrema importância para o processo, pois é através dele que ocorre a transferência de tensões, fazendo com que a peça antiga e o reforço atuem como um único corpo em situação de perfeita aderência (Reis, 2001).

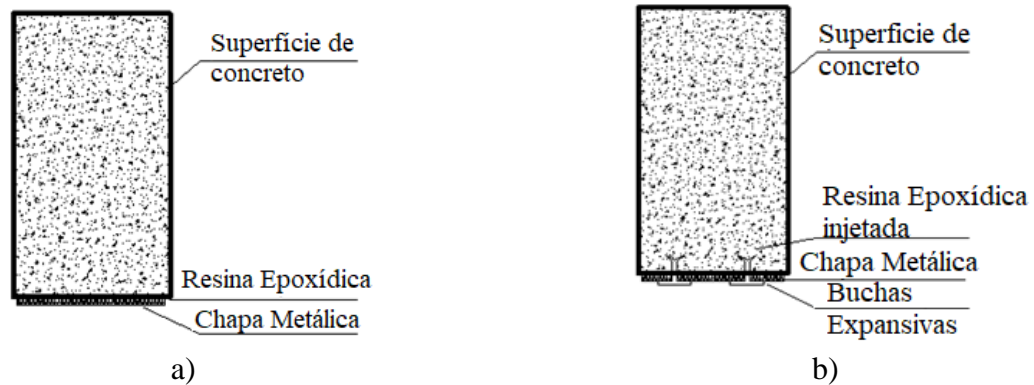


Figura 2. Reforço com chapa metálica: a) fixação em resina; b) fixação com aplicação de resina em furos

Como todo material, seu emprego possui vantagens e desvantagens. Como benefícios, destaca-se a eficiência e o baixo custo, que associadas à rápida e simples execução, fazem dessa uma boa alternativa quando é necessário reforçar a estrutura em um tempo curto. Além disso, resulta em pouca interferência na arquitetura, pois a seção reforçada possui apenas pequenas alterações geométricas, o que gera uma grande aceitação no mercado. Como desvantagens, citam-se a corrosão do aço, a baixa resistência ao fogo, necessidade do uso de escoras e, em função do peso e tamanhos comerciais das chapas, dificuldade de manipulação das mesmas.

Branco (2012) recomenda a aplicação de proteções contra o fogo e contra a corrosão após a concepção do reforço, pois as chapas metálicas não são resistentes a essas patologias e, além disso, o adesivo epóxi deteriora-se em temperaturas maiores que 60 °C.

3. DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO DO REFORÇO ESTRUTURAL

De maneira similar à teoria de flexão de vigas de concreto armado descrita pela Norma Brasileira (NBR) 6118:2014, o cálculo do reforço estrutural consiste em um equilíbrio de esforços internos solicitantes de modo que o momento resistente da peça seja maior ou igual ao momento fletor atuante. Na Figura 3 é ilustrado o equilíbrio de forças e as deformações para uma viga de concreto armado com reforço na parte inferior.

O cálculo se inicia com a definição do tipo de ruína que a peça de concreto reforçado irá apresentar na ruptura. Para tal, é necessário adotar a relação entre a profundidade da linha neutra (x) e a altura útil da peça (d), pois é esse parâmetro determina se a ruptura será do tipo frágil ou dúctil. Para peças de concreto armado com f_{ck} até 50 MPa, a NBR 6118:2014 limita esse valor a 0,45 para que a estrutura apresente ruína com aviso prévio. A partir disso, calculam-se os esforços resistente do concreto (F_c), do aço inferior (F_s) e superior (F'_s) e do reforço estrutural, aplicando-se coeficientes de ponderação definidos pelas normas internacionais vigentes.

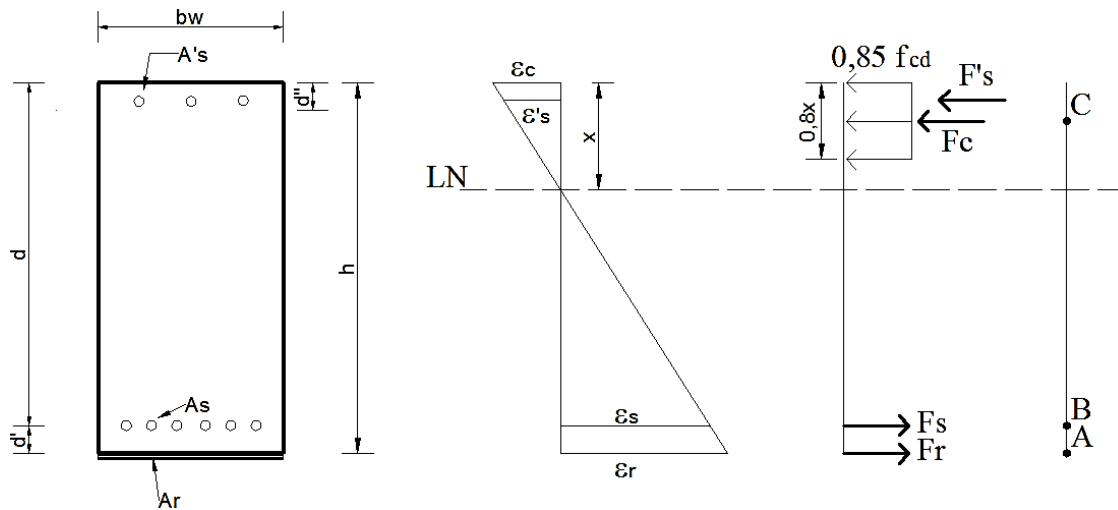


Figura 3. Equilíbrio de forças e deformações em uma viga de concreto armado

Em que:

b_w - Base da Viga;

h - Altura da viga;

d - Distância da fibra mais comprimida até o centro de gravidade da armadura inferior;

d' - Distância da fibra mais comprimida (tracionada) até o centro de gravidade da armadura superior (inferior);

x - Distância da fibra mais comprimida até a Linha Neutra;

A_s - Armadura inferior (de tração);

A'_s - Armadura superior (de compressão);

A_r - Área de reforço;

ε_c - Deformação do concreto;

ε_s - Deformação da armadura inferior;

ε'_s - Deformação da armadura superior;

ε_r - Deformação do reforço;

F_c - Força resultante da seção comprimida de concreto;

F_s - Força resultante da seção tracionada da armadura inferior;

F'_s - Força resultante da seção comprimida da armadura superior;

F_r - Força resultante da seção tracionada de reforço.

Após o cálculo dos esforços resistentes dos materiais, realiza-se o somatório de momento fletor em relação à aplicação do reforço (ponto A da Figura 3), em que são desprezadas as espessuras do reforço e da cola para sua fixação. O momento fletor encontrado neste ponto é válido para qualquer outro local da viga e será pertinente ao dimensionamento caso apresente valor maior ou igual ao solicitante. Entretanto, se esse valor for bem maior que o momento fletor solicitante, o modo de ruptura e a posição da linha neutra arbitrada inicialmente não são adequados, pois não conduzem a uma solução econômica.

Caso o valor encontrado seja aceitável, determina-se o momento fletor resistente em relação aos pontos B e C da seção transversal presentes na Figura 3. Assim como no ponto A, esses valores deverão ser igualados ao momento fletor solicitante. As equações de cálculo dos momentos nos pontos A, B e C estão descritas abaixo.

$$M_A = F_c (h - 0,4x) + F'_s (h - d') - F_s (h - d) \quad (1)$$

$$M_B = F_c (d - 0,4x) + F'_s (d - d') + F_r d' \phi \quad (2)$$

$$M_C = F_s (d - 0,4x) + F'_s (0,4x - d') + F_r \phi (h - 0,4x) \quad (3)$$

O coeficiente ϕ representa o fator de redução aplicado apenas quando o reforço for a fibra de carbono. Adotar-se-á $\phi=0,85$, como sugerido pelo ACI 440.2R:2008. A partir das equações (2) e (3) são encontrados dois valores para a força do reforço (F_r) que, por equilíbrio, devem ser iguais. Essa força será usada para cálculo da área de reforço necessária, a partir das equações (4) e (5).

$$A_r = \frac{F_r}{f_r} \quad (4)$$

$$f_r = \varepsilon'_r \cdot E_r \leq f_{ru} \quad (5)$$

Em que:

f_r - É a tensão resistente do reforço;

E_r - É o módulo de elasticidade do reforço, fornecido pelo fabricante do material;

ε'_r - É a deformação do material de reforço, encontrada por:

$$\varepsilon'_r = \varepsilon_r - \varepsilon_{bi} \leq \varepsilon_{ru} \quad (6)$$

Tal que:

ε_r - É a deformação do reforço encontrada pelo comportamento linear das deformações de acordo com a posição da linha neutra (x);

ε_{bi} - É a deformação preexistente no aço situado na parte inferior da viga, resultado de seu antigo carregamento, conforme descrito por Machado (2002).

Ainda segundo Machado (2002), para se conhecer o nível de tensão, o qual será submetido o reforço durante sua aplicação, é necessário identificar a deformação já existente na estrutura a ser reforçada. Para isso verifica-se a deformação preexistente na face inferior da viga (ε_{bi}). Essa deformação pode ser calculada a partir de sua carga permanente, quando a peça é escorada durante a aplicação do reforço, ou toda sua carga atuante, no caso de não se optar pelo escoramento. Vale ressaltar que, caso o momento resistente calculado da peça estrutural seja inferior ao solicitante, altera-se a posição da linha neutra e reinicia o processo anteriormente descrito. Trata-se, portanto, de um método iterativo.

4. MATERIAIS E MÉTODOS

O estudo consiste, inicialmente, na representação numérica de uma viga com vão de 6,0m e seção transversal ilustrada na Figura 4, degradada pela ação do fogo.

Em seguida, os dois tipos de reforços aqui estudados, chapas de aço e fibras carbono, serão dimensionados com o intuito de recuperar a capacidade resistente inicial da viga.

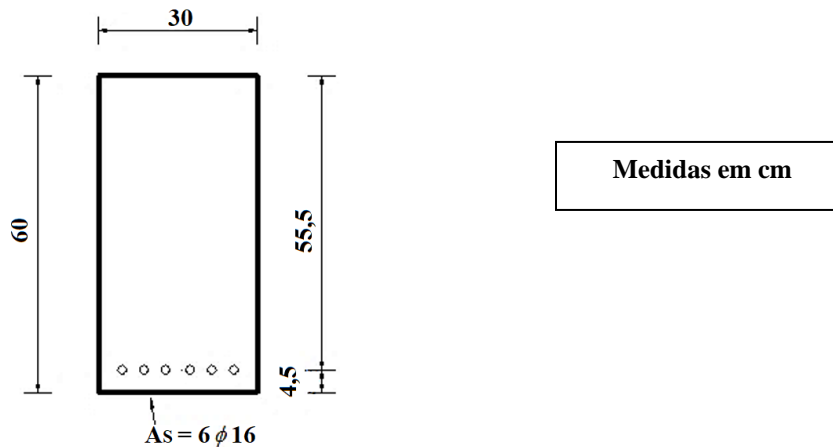


Figura 4. Seção transversal da viga de concreto armado em estudo

O concreto adotado para a viga em questão possui f_{ck} igual a 30 MPa e aço do tipo CA50, cujo módulo de elasticidade equivale a 210 GPa. De acordo com os métodos de cálculo apresentados na NBR 6118:2014, o elemento estrutural foi dimensionado para resistir a um momento fletor solicitante de cálculo igual 265,7 kN.m. Chama-se atenção para o tipo de ruína que a viga apresenta. Ela se encontra no domínio de deformação 2, em que o aço possui deformação máxima de 1%, enquanto que a do concreto varia de zero até o seu limite, que é igual a 0,35%.

Para representar a ação do fogo na viga foi desenvolvida uma modelagem numérica por meio do código computacional ABAQUS, que permite a solução de problemas de engenharia, inclusive de estruturas em elevadas temperaturas, com base na teoria do Método dos Elementos Finitos.

O comportamento de uma viga de concreto armado sob ação do fogo é complexo e vai além da redução das propriedades mecânicas (resistência e rigidez) do aço e do concreto. Há, por exemplo, o fenômeno já descrito anteriormente chamado de *spalling*, que faz com que a seção transversal perca parte da espessura do concreto quando o mesmo atinge a faixa de temperatura 375-425°C (Deeny *et al.*, 2008). Além disso, durante o incêndio, pelo fato de o aço e o concreto apresentarem diferentes coeficientes de dilatação térmica, pode haver fissuras longitudinais no contato entre esses materiais.

Tendo em vista a situação apresentada acima, para o estudo de caso apresentado nesse trabalho serão adotadas algumas simplificações para o dimensionamento do reforço, as quais estão descritas abaixo:

1. A modelagem numérica térmica será utilizada apenas para obtenção do campo de temperaturas formado na seção transversal. A partir do gradiente térmico ocasionado pela baixa condutividade térmica do concreto, será calculada uma temperatura média representativa do aquecimento da viga que será utilizada para o cálculo da redução das propriedades mecânicas dos materiais.
2. Será considerado um deslocamento de 1,5 cm de espessura em toda seção transversal da viga de concreto armado para representar o *spalling*.
3. O reforço será calculado para a nova seção transversal, admitindo a diminuição das propriedades mecânicas do concreto e do aço. O momento solicitante que a peça degradada deverá suportar corresponde àquele para o qual ela foi dimensionada inicialmente, ou seja, 265,7 kN.m.
4. Não será considerada na análise o comportamento pós-incêndio da viga de concreto armado.
5. Admite-se aderência perfeita entre o concreto, as armaduras e o reforço a ser empregado.
6. Não se admite alterações nas deformações últimas do concreto e do aço (0,35% e 1%, respectivamente) com a elevação da temperatura.
7. Nenhum tipo de deformação adicional, fissuração ou qualquer outra manifestação será levada em consideração para o cálculo do reforço.
8. Não será contemplado o efeito da ação térmica na resistência ao cisalhamento das vigas de concreto armado. Sabe-se que em situações normais, o esforço que leva esses elementos estruturais

a falha é a flexão. Portanto, o cálculo do reforço aqui apresentado será somente para combate a essa solicitação.

Nos itens seguintes serão descritos detalhadamente a modelagem numérica térmica e o cálculo do reforço para a viga em estudo.

5. ESTUDO DE CASO

5.1. Modelagem numérica térmica

O ABAQUS adota o princípio da conservação da energia para realização de suas análises térmicas. Com relação à forma de análise, adotou-se, neste trabalho, aquela do tipo transiente, em que as propriedades térmicas dos materiais e a distribuição da temperatura variam com o tempo. As condições de contorno necessárias para realização de uma análise térmica se referem aos três mecanismos de transferência de calor: convecção, radiação e condução.

A convecção e a radiação são inseridas no modelo a partir dos comandos “*Surface film condition*” e “*Surface radiation*”, respectivamente, os quais estão disponíveis na função *Interaction* do código computacional. A aplicação desses fenômenos se dá a partir da criação de uma superfície no elemento estrutural e inserção das grandezas, coeficiente de convecção (α_c), para o primeiro mecanismo, e a emissividade resultante do material (ϵ) e a constante Stefan-Boltzmann ($5,67 \times 10^{-8} \text{ W/m}^2 \text{ K}^4$), para o segundo. Em relação à condução, são fornecidos para a análise numérica, a densidade, o calor específico e a condutividade térmica do concreto e do aço. O valor adotado para a emissividade resultante do concreto foi de 0,7, e para o coeficiente de convecção, $25 \text{ W/m}^2 \text{ }^\circ\text{C}$.

A modelagem foi realizada com base nos parâmetros e propriedades dos materiais descritos nas normas brasileira (NBR 1500, 2012) e europeia (EUROCODE 2 Parte 1-2 (2004)) que tratam do comportamento do concreto armado em elevadas temperaturas. A curva de aquecimento utilizada para aquecer o elemento estrutural corresponde à curva de incêndio-padrão fornecida pela ISO 834-1:1999. Nesse contexto, a ação térmica com duração de 60 minutos foi empregada nas quatro faces da viga com o objetivo de simular um aquecimento uniforme.

Esse instante corresponde ao tempo mínimo que uma viga, quando presente em um ambiente residencial, deve resistir ao fogo, conforme previsto na NBR 14432:2000. No que diz respeito à criação do modelo numérico, foi empregado o elemento finito do tipo sólido, DC3D8, para representação do concreto, e elemento de barra, DC1D2, para modelagem das armaduras. A inserção das armaduras no concreto foi realizada através do comando *embedded region* que indica ao código computacional que elas estão posicionadas dentro do concreto e ambos os materiais apresentam aderência perfeita. Na geração de malha, foi feito um estudo de refinamento, a partir do qual optou-se por um processo automático o qual se buscou elementos finitos com tamanho igual a 30 mm.

É importante destacar que nos códigos computacionais, a modelagem numérica térmica é realizada separadamente da modelagem em que se considera o carregamento da peça estrutural. A análise chamada de termoestrutural, caracterizada por ser aquela em que um elemento estrutural se encontra em situação de incêndio, é feita com a associação dos resultados de cada uma das etapas anteriormente citadas. Por essa razão, naturalmente, na modelagem numérica realizada neste artigo, no caso, análise térmica, não se consideram os possíveis efeitos provocadas pela carga atuante na viga, de modo que os coeficientes de redução das propriedades mecânicas e térmicas do concreto e do aço não são modificadas e correspondem aquelas mencionadas nas normas brasileiras e europeias. A seguir, são descritos os resultados numéricos térmicos.

5.1.1 Descrição do campo térmico

Utilizando os parâmetros descritos anteriormente foi possível obter o campo térmico formado na seção transversal da viga estudada. De modo a caracterizar o avanço da temperatura ao longo da seção, foram selecionados seis pontos de medição dessa grandeza (T1 a T6) os quais estão

indicados na Figura 5a que apresenta a viga discretizada. Partindo desse pressuposto, na Figura 5b é apresentada a evolução das temperaturas desses pontos.

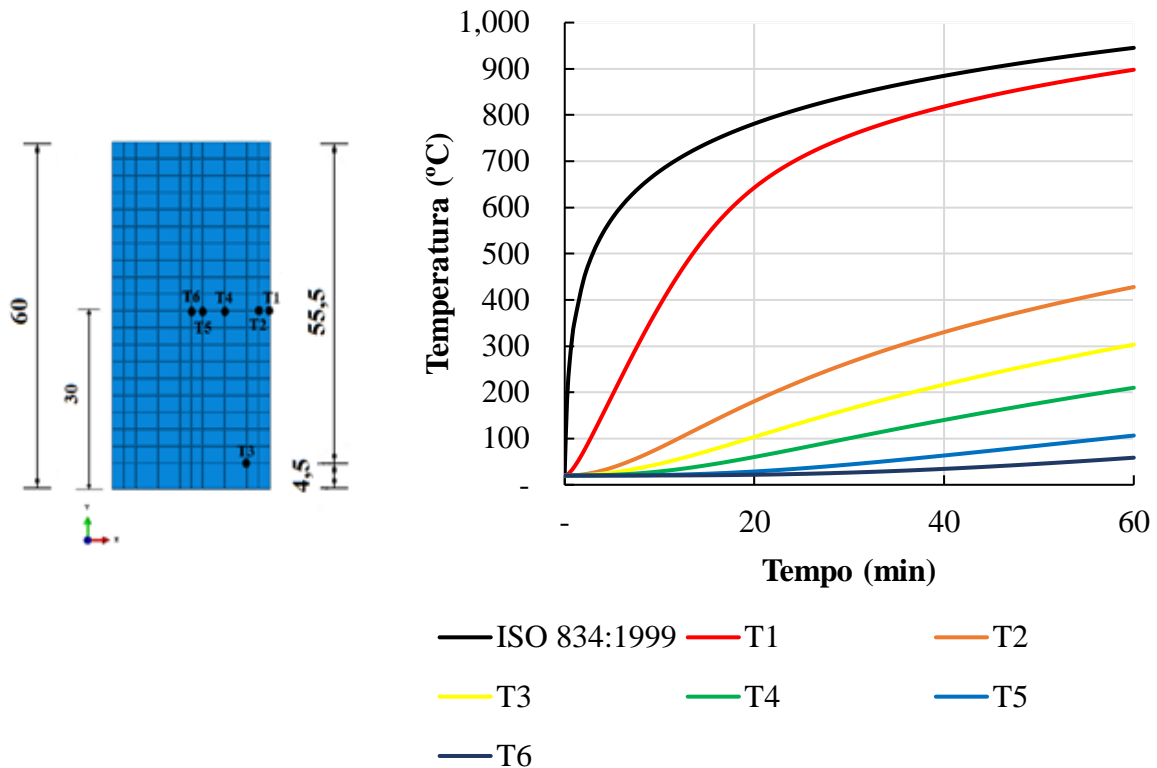


Figura 5. a) Posição dos pontos de medição de temperaturas na seção transversal; b) Evolução das temperaturas dos pontos de medição

Como pode ser vista na Figura 5b, a viga de concreto armado, mesmo aquecida nos quatro lados, apresentou um campo térmico não uniforme ao longo da seção transversal, de modo que à medida que se aproximava do seu centro geométrico, menores se tornavam as temperaturas. Isso se deve à baixa condutividade térmica do concreto e pela robustez da seção que promove um aquecimento diferencial do elemento estrutural. A conclusão obtida acima pode ser vista na Figura 6, na qual é ilustrada a variação da temperatura desenvolvida na seção para um tempo de 60 minutos de exposição ao fogo.

É importante ressaltar que, como a análise numérica foi desenvolvida utilizando os parâmetros (propriedades térmicas e curva de aquecimento dos gases) fornecidos pelas normas atuais de incêndio, não haverá a validação desses modelos numéricos. Isso se deve ao fato de que os ensaios experimentais dificilmente conseguem ser calibrados pelos parâmetros normativos, tendo em vista que a curva de aquecimento geralmente obtida em ensaios difere daquela do incêndio-padrão. Além disso, como se trata apenas de um estudo comparativo entre tipos de reforço, a simplificação acima não invalida o objetivo desse trabalho.

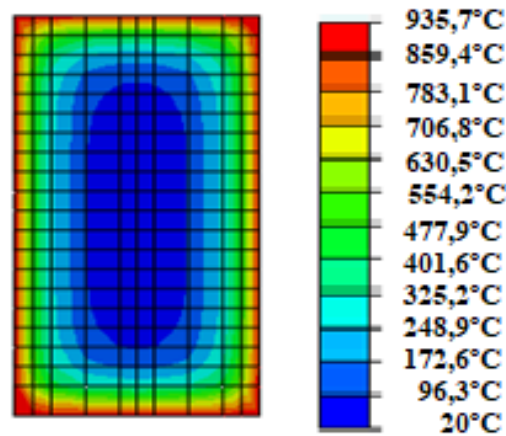


Figura 6. Variação de temperatura na seção transversal

5.2. Capacidade resistente das vigas degradadas

No item anterior, a viga de concreto armado foi modelada para representar seu comportamento em situação de incêndio. A partir da obtenção do campo térmico, foi possível calcular a temperatura média da seção transversal que acarreta na redução das propriedades mecânicas do aço e do concreto. Anterior a esse cálculo, assim como o para a determinação da capacidade resistente da peça deteriorada, foi retirada uma camada de 1,5 cm de espessura do concreto em toda seção transversal, para representação do *spalling*, sendo a nova seção ilustrada na Figura 7.

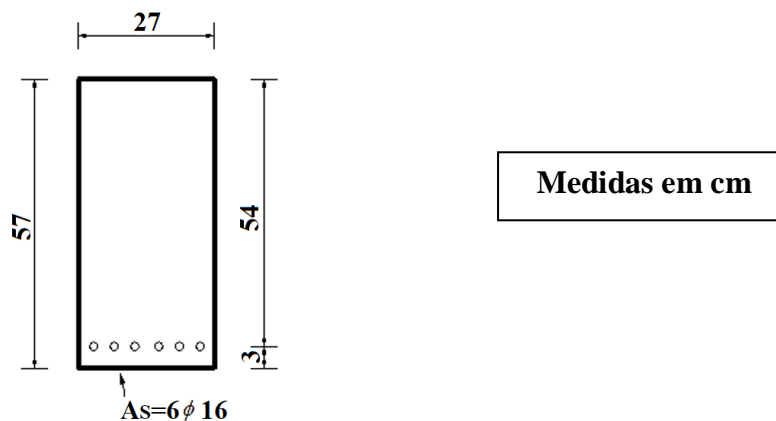


Figura 7. Seção transversal da viga de concreto armado degradada

A temperatura média para cada material da seção, obtida na análise térmica, foi 394,7°C para o concreto e 358,5°C para o aço. Com base nos coeficientes de redução da resistência à compressão do concreto ($k_{c,\theta}$), da tensão de escoamento ($k_{s,\theta}$) e do módulo de elasticidade ($k_{E_s,\theta}$) do aço em função da temperatura descritos na NBR 15200:2012 (Tabela 1) foi possível realizar a redução das propriedades mecânicas dos materiais.

Por simplificação do problema, será considerada a temperatura de 400°C, em ambos os materiais, para redução das propriedades mecânicas descritas anteriormente. Diante disso, o concreto passa a ser considerado com $f_{ck} = 22,5$ MPa e o aço, $f_y = 470$ MPa e $E_s = 147$ GPa.

Com base no método de cálculo apresentado pela NBR 6118:2014, pode-se concluir que a viga perdeu 12% de sua capacidade resistente à flexão pura, ou seja, a seção degradada resistirá apenas a um momento fletor solicitante de 233,7 kNm que agora se encontra no domínio 3 de deformação. Como descrito na hipótese inicial, a viga estava sujeita a um momento fletor solicitante de cálculo igual a 265,7 kNm, ela precisará de reforço estrutural.

Tabela 1. Coeficientes de redução das propriedades mecânicas do aço e do concreto

Temperatura	Concreto	Aço	
	$k_{c,\theta}$	$k_{s,\theta}$	$k_{Es,\theta}$
20	1	1	1
100	1	1	1
200	0.95	1	0.9
300	0.85	1	0.8
400	0.75	0.94	0.7
500	0.6	0.67	0.6

Fonte: ABNT NBR 15200:2012 (Adaptado).

5.3. Cálculo do reforço estrutural

Neste item determina-se a área necessária do reforço estrutural (fibra de carbono e chapa de aço colada) para que a viga degradada volte a suportar o momento solicitante para a qual foi dimensionada. Para isso, inicialmente deve-se calcular a deformação preexistente no aço (ε_{bi}), resultado de seu carregamento inicial, conforme descrito na metodologia de cálculo do reforço. Admitindo-se que o carregamento permanente corresponde a 80% da carga total atuante na viga e que se trata de um único carregamento distribuído, o momento solicitante de cálculo, devido a essa carga, corresponderá 212,56 kNm. Assim, a partir das equações de equilíbrio e da Lei de Hooke, fornecidas pela resistência dos materiais, calcula-se a deformação que o aço terá na viga degradada que nesse estudo foi equivalente a 0,25 %.

Seguindo a metodologia descrita no item 4, nos próximos itens será apresentado o cálculo da área necessária para os dois tipos reforços estudados. A fim de se obter a situação mais econômica na qual o momento resistente (M_{Rd}) se aproxima daquele solicitante (M_{Rd}), variou-se a posição da linha neutra até que se atendessem as equações de equilíbrio

5.3.1 Fibras de carbono

A fibra de carbono utilizada no desenvolvimento desse estudo corresponde à fornecida pela empresa MasterBrace "BASF", denominada LAM 170/3100 "BASF", com malha quadrada de 120 mm de largura, espessura de 1,4 mm e módulo de elasticidade 170 GPa. Na Tabela 2, mostra-se de forma simplificada, o dimensionamento do reforço com fibra de carbono.

Tabela 2. Cálculo do reforço com fibra de carbono

x (cm)	F_c (kN)	F_s (kN)	F_r (kN)	σ_{fc} (kN/cm ²)	A_s (cm ²)	$F_s + F_r$ (kN)	M_{Rd}
14,00	413,10	492,89	2579,04	140,25	18,39	3071,93	197,56
15,00	442,61	492,89	2088,41	124,10	16,83	2581,30	210,94
16,00	472,11	492,89	1607,04	109,97	14,61	2099,93	224,10
17,00	501,62	492,89	1134,93	97,50	11,64	1627,82	237,02
18,00	531,13	492,89	672,07	86,42	7,78	1164,96	249,72
19,00	560,64	492,89	218,47	76,50	2,86	711,36	262,17
20,00	590,14	492,89	93,58	67,58	1,38	586,47	274,38

Em que,

x - Posição da linha neutra;

F_c - Força resistente do concreto;

F_s - Força resistente do aço;

F_r - Força resistente do reforço;

σ_{fc} - Tensão a qual o reforço está sujeito;

A_s - Área necessária de reforço;

$F_s + F_r$ - Somatório de forças resistentes horizontais do aço e do reforço que, por equilíbrio, deve ser igual àquela correspondente à força resistente do concreto;

M_{Rd} - Momento resistente da viga reforçada.

Com os dados apresentados na Tabela 2 pode-se inferir que a posição da linha neutra, para um dimensionamento econômico associado a um correto equilíbrio de forças horizontais (força resistente do concreto igual ao somatório de forças resistentes do aço e do reforço), se situa entre 19 e 20 cm. Analisando essa faixa de valores, admite-se que o valor de $x = 19,85$ cm é o que melhor atende ao critério citado. Para esse valor, a área de reforço necessária é de $1,35$ cm² e o momento resistente é de aproximadamente 270 kNm.

Como a fibra de carbono possui largura de 120 mm em cada lâmina e essa tem espessura de 1,4 mm, será adotada apenas uma camada desse reforço ao longo de todo o vão da viga.

5.3.2 Chapas de aço coladas

A chapa de aço laminada adotada nesse estudo corresponde a chapa ASTM A 572 Grau 50, de 4 mm de espessura, destinada às obras estruturais. De acordo com a NBR 8800:2008, a chapa A 572, com espessura menor que 100 mm e grau 50, possui tensão de escoamento igual a 345 MPa e tensão de ruptura equivalente a 450 MPa. Semelhantemente ao item 5.3.1, a Tabela 3 demonstra o dimensionamento para a chapa de aço colada.

Tabela 3. Cálculo do reforço com chapa de aço colada

x (cm)	F_c (kN)	F_s (kN)	F_r (kN)	A_s (cm ²)	$F_s + F_r$ (kN)	M_{Rd}
14,00	413,10	492,89	2192,19	73,07	2685,07	197,55
15,00	442,61	492,89	1775,15	59,17	2268,04	210,94
16,00	472,11	492,89	1365,99	45,53	1858,87	224,10
17,00	501,62	492,89	964,69	32,16	1457,58	237,03
18,00	531,13	492,89	571,26	19,04	1064,15	249,72
19,00	560,64	492,89	185,70	6,19	678,59	262,17
20,00	590,14	492,89	79,55	2,65	572,43	274,38

Com base nos resultados apresentados na Tabela 3, pode-se observar que a posição da linha neutra entre 19 e 20 cm fornece, além de um dimensionamento mais econômico ($M_{Rd} = M_{sd}$), um melhor equilíbrio de forças horizontais. A partir dos cálculos, define-se um valor de x igual a 19,3 cm. Esse valor gera um momento resistente de, aproximadamente, 265,8 kNm e uma área necessária de reforço igual a 2,54 cm².

Diante disso, adota-se uma chapa de aço com a mesma largura da viga e espessura de 1 mm a ser distribuída ao longo do comprimento do elemento estrutural.

5.3.3 Análise comparativa entre a fibra de carbono e a chapa de aço colada

Analisando os resultados apresentados, é possível constatar que o uso da chapa de aço colada, como reforço estrutural, exige uma maior área para que a viga degradada recupere sua capacidade resistente. Isso é justificado pela elevada resistência mecânica da fibra de carbono.

Para fins práticos, a escolha do melhor tipo de reforço envolve uma série de fatores, tais como preço, aumento da seção útil, desempenho, prazo de execução, dentre outros. Em geral, a literatura

aponta para a fibra de carbono como o melhor tipo de reforço estrutural, pois, apesar de mais cara em comparação às chapas de aço, ela apresenta uma execução mais rápida, um melhor desempenho e não aumenta de forma significativa a seção transversal, além de ser resistente à corrosão.

No estudo de caso apresentado nesse artigo, o aumento da seção transversal foi similar para ambos os reforços devido à baixa solicitação necessária para atuação da fibra de carbono e da chapa de aço. Diante disso, e com base na literatura disponível, afirma-se que, quando for necessário o aumento expressivo da capacidade resistente de uma viga associado um baixo aumento da seção transversal, a utilização de fibra de carbono tende a ser mais vantajosa quando comparado às chapas de aço. Porém, como citado, a escolha do melhor tipo de reforço deve ser feita de forma criteriosa, analisando todos os parâmetros que influenciam essa decisão.

6. CONCLUSÃO

O presente artigo desenvolveu um estudo a respeito da comparação entre o reforço estrutural com chapas metálicas coladas e com fibras de carbono aplicados em vigas de concreto armado degradadas pela ação do fogo. A patologia em questão reduz as propriedades mecânicas do aço e do concreto, de modo que a capacidade resistente para a qual o elemento estrutural foi projetado diminua, o que exige a aplicação de reforço.

Diante disso, foi desenvolvido um estudo de caso em que uma viga de concreto armado foi modelada por meio do código computacional ABAQUS e exposta ao incêndio-padrão nas quatro faces durante um tempo de exposição igual a 60 min. A partir do campo térmico obtido, foi possível determinar a temperatura média que os materiais constituintes estavam submetidos, aproximadamente 400°C, que foi responsável por reduzir suas propriedades mecânicas.

Ao calcular o reforço necessário para as vigas, constatou-se que a fibra de carbono gerou uma área menor em comparação à chapa de aço colada, uma vez que a primeira apresenta uma elevada resistência mecânica. Em linhas gerais, admite-se que a fibra de carbono apresenta maiores vantagens no que diz respeito ao reforço de vigas, como uma rapidez na execução e o não aumento significativo da altura da seção transversal.

7. REFERÊNCIAS

- ABNT, Asociación Brasileira de Normas Técnicas (2008), “*NBR 8800: proyecto de estructuras de acero e de estructuras mistas de acero e concreto de edificios*”. Rio de Janeiro: ABNT.
- ABNT, Asociación Brasileira de Normas Técnicas (2000), “*NBR 14432: exigencias de resistencia ao fogo de elementos construtivos de edificaciones – procedimiento*”. Rio de Janeiro: ABNT.
- ABNT, Asociación Brasileira de Normas Técnicas (2012), “*NBR 15200: proyecto de estructuras de concreto em situación de incendio – procedimiento*”. Rio de Janeiro: ABNT.
- ABNT, Asociación Brasileira de Normas Técnicas (2014), “*NBR 6118: proyecto de estructuras de concreto – procedimiento*”. Rio de Janeiro: ABNT.
- ACI, American Concrete Institute (2008), “*Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures ACI 440.2R*”. Farmington Hills: ACI.
- Adorno, F. V., Dias, F. O., Silveira, J. C. O. (2015) “*Recuperación e Refuerzo de Vigas de Concreto armado*”, Trabajo de Conclusión de Curso, Universidad Federal de Goiás, Goiás, p. 70.
- Branco, F. G. (2012), “*Reabilitação e refuerzo de estructuras*”. Portugal: Instituto Superior Técnico.
- Chowdhury, E. U., Bisby, L. A., Green, M. F., Kodur, V. K. (2008), “*Residual Behavior of Fire-Exposed Reinforced Concrete Beams Prestrengthened in Flexure with Fiber-Reinforced Polymer Sheets*”. *Journal of Composite for Construction*, 12 (1):61-68.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0268\(2008\)12:1\(61\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0268(2008)12:1(61))

- Deeny, S. M., Stratford, T., Dhakal R. P. (2008), “*Spalling of concrete: Implications for structural performance in fire*”, Conference Paper, University of Canterbury, New Zealand, pp. 1-5.
- EUROCODE, European Committee for Standardization (2004), “*Eurocode2 - Design of concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design*”. Brussels: EUROCODE.
- Fard, M. Y., Sadat, S. M., Raji, B. B., Chattopadhyay, A. (2014), “*Damage characterization of surface and sub-surface defects in stitch-bonded biaxial carbon/epoxy composites*”. Composites Part B: Engineering, 56:861-829. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2013.09.011>
- Firmo, J. P., Arruda, M. R. T., Correia, J. R., Tiago, C. (2015), “*Flexural behaviour of partially bonded carbon fibre reinforced polymers strengthened concrete beams: Application to fire protection systems design*”. Materials and Design, 65:1064-1074. <https://doi.org/10.1016/j.matdes.2014.10.053>
- Foster, S. K., Bisby L. A. (2005), “*High Temperature residual properties of externally-bonded FRP Systems*”, in: Proceedings of the 7th international symposium on fiber reinforced polymer reinforcement for reinforced concrete structures (FRPRCS-7) ACI SP230-70, 7:1235-1252.
- Hertz, K. D. (2003), “*Limits of spalling of fire-exposed concrete*”. Fire Safety Journal, 38 (2):103-116. [https://doi.org/10.1016/S0379-7112\(02\)00051-6](https://doi.org/10.1016/S0379-7112(02)00051-6)
- Ingham, J. P. (2009), “*Application of petrographic examination techniques to the assessment of fire-damaged concrete and masonry structures*”. Materials characterization, 60(7):700-709. <https://doi.org/10.1016/j.matchar.2008.11.003>
- ISO, International Standard (1999), “*Fire-resistance tests - Elements of building construction - Part 1: General requirements*”. Geneva: ISO, p. 25.
- Jiangtao, Y., Yichao, W., Kexu, H., Kequan, Y., Jianzhuang, X. (2017), “*The performance of near-surface mounted CFRP strengthened RC beam in fire*”. Fire Safety Journal, 90:86-94. <https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2017.04.031>
- Khoury, G. A. (2000), “*Effect of fire on concrete and concrete structures*”. Progress in Structural Engineering and Materials banner, 2:429-447. <https://doi.org/10.1002/pse.51>
- Kobes, M., Helsloot, I., de Vries, B., Post, J. G. (2010), “*Building safety and human behaviour in fire: A literature review*”. Fire Safety Journal, 45(1):1-11. <https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2009.08.005>
- Kodur, A. 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>
- Kumahara, S., Masuda, Y., Tanano, H., Shimizu, A. (1993), “*Tensile Strength of continuous Fiber Bar under High Temperature*”, in: International Symposium on Fiber-Reinforced Plastic for Concrete Structures, pp. 731-742.
- Lin, X., Zhang, Y. X. (2013), “*Nonlinear finite element analyses of steel/FRP-reinforced concrete beams in fire conditions*”. Composite Structures, 97:277-285. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2012.09.042>
- Machado, A. P. (2002), “*Refuerzo de estructura de construcción armado com fibras de carbono*”. São Paulo: Editora Pini Ltda.
- Machado, A. P. (2007), “*Refuerzo de estructuras de concreto com fibras de carbono*”. São Paulo: Revista Técnica.
- Obaidat, Y. T. (2011) “*Structural retrofitting of reinforced concrete beams using carbon fiber reinforced polymer*”, Thesis de doctorado, Department of Construction Sciences, Division of Structural Mechanics, LTH, Lund University, Sweden, p. 88.
- Raof S. M., Bournas, D. A. (2017), “*TRM versus FRP in flexural strengthening of RC beams: Behaviour at high temperatures*”. Construction and Building Materials, 154:424-437. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.07.195>
- Reis, L. S. N. (1998) “*Refuerzo de vigas de concreto armado por meio de barras de acero adicionales ou lâminas de acero e argapesso de alto desempenho*”, Dissertação de Mestrado em

- Ingeniería de Estructuras, Escuela Ingeniería de São Carlos, Universidad de São Paulo, São Carlos, p.293.
- Reis, L. S. N. (2001), “*Sobre a recuperação e refuerzo de estruturas de concreto armado*”, Dissertação de Mestrado em Engenharia de Estructuras, Escuela de Ingeniería, Universidad Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, p. 114.
- Souza, A. F. V. S. (2008), “*Reparação, Reabilitação e Refuerzo de Estructuras de Betão Armado*”, Dissertação de Mestrado em Engenharia de Estructuras, Universidad do Porto, Portugal, p.114.
- Štukovnik, P., Prinčič, T., Pejovnik, R. S., Bokan Bosiljkov, V. (2014), “*Alkali-carbonate reaction in concrete and its implications for a high rate of long-term compressive strength increase*”. *Construction and Buildings Materials*.50:699-709. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.10.007>
- Tanamo, H. et al. (1997), “*Tensile Properties at High Temperature of Continuous Fiber BArS and Deflections of continuous Fiber Reinforced Concrete Beams under High-Temperature Loading*”, in: The 3th Internacional Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, 2:43-50.
- Wang, G., Barber, D., Johnson, P., Hui, M.-C. (2013), “*Fire safety provisions for aged concrete building structures*” in: The 9th Asia-Oceania Symposium on Fire Science and Technology, 62:629-638. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2013.08.108>
- Wang, Y. C., Wong, P. M. H., Kodur, V. (2003), “*Mechanical Properties of Fiber Reinforced Polymer Reinforcing Bars at Elevated Temperatures*”, in ASCE – SFPE Specialty Conference on Designing Structures for Fire, pp 183-192.