

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

Y. S. Simões^{1*} , C. F. R. Santo¹ 

*Autor de Contacto: yaghosimoes@usp.br

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

Recepción: 25/09/2018 | Aceptación: 29/10/2018 | Publicación: 30/12/2018

RESUMEN

Este artículo tiene como objetivo comparar dos técnicas de refuerzo estructural, fibra de carbono y lámina 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, enseguida, se calculan los refuerzos mencionados. La fibra de carbono exigió un área menos en comparación con la lámina 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 la carga 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; lámina metálica; pegadas; incendio.

Citar como: Y. S. Simões, C. F. R. Santo (2019), "Contribución de las vigas de concreto armado degradadas por la acción del fuego: Análisis comparativo entre el refuerzo estructural con fibras de carbono y láminas 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.

Información Legal

Revista ALCONPAT es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A. C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Página Web: www.alconpat.org

Editor responsable: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de derechos al uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derecho de Autor. Responsable de la última actualización de este número, Unidad de Informática ALCONPAT, Ing. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310.

Las opiniones expresadas por los autores no necesariamente reflejan la postura del editor.

Queda totalmente prohibida la reproducción total o parcial de los contenidos e imágenes de la publicación sin previa autorización de la ALCONPAT Internacional A.C.

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el tercer número del año 2019 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del segundo número del año 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.

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

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.

1. INTRODUCCIÓN

La concepción de un proyecto estructural es una tarea bastante compleja, ya que además de las etapas de promoción, dimensionamiento y detalles de los elementos estructurales, los proyectistas deben prever medidas que eviten o dificulten la ocurrencia de manifestaciones patológicas. En general, las estructuras son proyectadas para una vida útil de 50 años. Para que eso sea logrado, deben ser realizadas acciones preventivas, las cuales evitan que la capacidad resistente de los elementos estructurales sea perdida a corto plazo. Un ejemplo de acción preventiva corresponde a la impermeabilización de la superficie expuesta del componente estructural al medio externo. Se actúa como una barrera mecánica que impide la entrada de sustancias dañinas o de sustancias que resulten en reacciones químicas cuyos productos son nocivos en el interior de los elementos estructurales.

En elementos de concreto armado, un tipo de manifestación patológica muy común y que promueve la degradación del elemento estructural es el *spalling*. Este puede ocurrir en temperatura ambiente debido a la corrosión de las armaduras inmersas en el interior del concreto, por ejemplo (Stukovnik *et al.*, 2014). En este contexto, Wang *et al.* (2013) definen que el deterioro de las estructuras de

concreto armado ocurre en dos etapas. En la primera, ocurre la degradación de la barrera protectora de las armaduras, permitiendo la entrada de los agentes agresivos hacia el interior del elemento. En ese proceso, llamado de despasivación, el elemento estructural no pierde su capacidad resistente. En lo que respecta a la segunda etapa, se da el deterioro del elemento estructural propiamente dicho, en el cual el proceso de corrosión de las armaduras es iniciado, seguido del *spalling* sobre la superficie del concreto y posteriormente el colapso del elemento estructural.

Además de los agentes agresivos, acciones como incendio y explosiones también pueden llevar a la degradación de las estructuras. Actualmente, en virtud del aumento en el número de casos de edificios residenciales en situación de incendio, muchos proyectistas han admitido que el dimensionamiento de las estructuras a temperatura ambiente, aunque es esencial, no es suficiente para atender a los criterios de seguridad estructural. Así los elementos estructurales también deben ser dimensionados, de modo de atender el tiempo requerido de resistencia al fuego (Kobes *et al.*, 2010).

En el día a día las personas, el riesgo de incendio es inminente. Este puede suceder por un corto circuito de un electrodoméstico, cableado eléctrico inadecuado o escape de gas. En el contexto del estudio de estructuras sometidas a incendio es primordial conocer la curva que caracteriza la evolución de la temperatura de los gases a lo largo del tiempo, responsable por calentar el elemento estructural. Se destaca que ningún incendio es igual a otro, una vez que hay un gran número de parámetros involucrados para determinar la evolución de la temperatura del elemento estructural, como, por ejemplo: grado de ventilación de la estructura y tipo y la cantidad de carga de incendio. En este aspecto, se hace difícil definir una temperatura en un tiempo promedio que edificios residenciales comúnmente alcanzan cuando se encuentran en situación de incendio. De esa forma, las normas técnicas permiten la adopción de una curva de calentamiento estándar para la construcción de modelos en análisis experimentales. Se tiene así el modelo de incendio-estándar, cuya estandarización permite el tratamiento del incendio de forma más simple y aproximada.

Sobre las estructuras de concreto armado, el concreto actúa como barrera térmica disminuyendo el flujo de calor para el acero. Esto ocurre porque el concreto presenta mejores propiedades térmicas en comparación a otro material, como por ejemplo la baja conductividad térmica y alto calor específico, los cuales disminuyen la propagación de calor para el interior de la sección transversal. De cualquier forma, por el hecho de existir un calentamiento, ambos materiales tienden a perder rigidez y resistencia mecánica. Ingham (2009) explica los mecanismos de degradación a nivel microestructural del concreto en situación de incendio. Cuando la temperatura del material alcanza cerca de 100°C, el agua libre presente en los agregados y en la matriz evapora, aumentando la porosidad capilar. En ese momento, hay una pérdida pequeña de resistencia del material. Cuando la temperatura se eleva y alcanza 300°C, hay una pérdida de agua conectada a la matriz de cemento. Hasta 600°C, los agregados sufren expansión térmica y hay un aumento de tensión interna. Entre 600°C y 800°C los elementos constituyentes de carbonatos sufren descarbonatación y en el rango de 800°C a 1200°C, los componentes se desintegran y el concreto se calcina.

Kodur y Agrawal (2016) estudiaron los mecanismos de falla en elementos estructurales bajo la acción del fuego. Ellos explican que el deterioro de una estructura se debe tanto a la desagregación de partes del concreto (*spalling*) y la consecuente elevación de la temperatura en las barras de acero, como el surgimiento de deformaciones permanentes inducidas por el calentamiento de los materiales.

Según Deeny *et al.* (2008), el *spalling* que ocurre en estructuras expuestas al fuego puede tener tres orígenes. La primera es la relativa a la falla del agregado cercano a la superficie caliente, la segunda a la desagregación de las esquinas en el concreto y la tercera a la ruptura frágil de la superficie caliente debido al surgimiento de tensiones internas provenientes de la evaporación del agua libre. En cuanto la primera es responsable apenas por el daño superficial y, por tanto, no afecta la

capacidad resistente del material, la segunda y la tercera promueven la desagregación de partes del concreto, llevando a la pérdida de la resistencia mecánica (Khoury, 2000; Hertz, 2003).

Después del incendio es necesario evaluar si hubo daño en la capacidad resistente de los elementos estructurales. Caso haya ocurrido, se debe verificar la extensión de este y así optar por la destrucción de la estructura o por la recuperación de los elementos estructurales. Esta última alternativa puede ser alcanzada utilizando técnicas de refuerzo estructural, de modo de restaurar la capacidad portante de la estructura degradada (Reis, 1998). Entre las técnicas de refuerzo actuales y es de particular interés para este trabajo se menciona la colocación de láminas de acero y de polímeros reforzados con fibras de carbono en la superficie del concreto. Ambas fueron escogidas por presentar poco aumento de la sección útil del elemento estructural y no necesitarlo en el proceso constructivo de vaciado (Obaidat, 2011). A pesar de las investigaciones realizadas hasta el momento, como Lin y Zhang (2013), Firmo *et al.* (2015) y Jiangtao *et al.* (2017), han investigado el comportamiento de diversos tipos de refuerzos cuando son expuestos a elevadas temperaturas, ninguna de ellas presenta el dimensionamiento de refuerzo para estructuras de concreto armado degradadas por la acción del fuego.

Además del comportamiento de los elementos estructurales bajo elevadas temperaturas, es importante que el proyectista sepa como dimensionar el refuerzo estructural para la situación descrita. Así ese trabajo propone un estudio comparativo entre los dos tipos de refuerzo anteriormente citados, a ser utilizados en vigas de concreto armado degradadas por la acción del fuego dimensionado a flexión simple. Para ellos se definió el gradiente térmico en el interior de la viga, a partir de un modelo numérico y calculó el refuerzo necesario para que la estructura vuelva a tener la capacidad resistente para la cual fue dimensionada.

2. REFUERZO ESTRUCTURAL

2.1. Refuerzo con fibras de carbono

Según Fard (2014), el uso de fibras de carbono como refuerzo estructural es más ventajosa que la adopción de láminas de acero unidas. Eso se debe a la alta rigidez y resistencia mecánica de las fibras de carbono, que asociada a su baja peso específico, promueve aumento de la capacidad portante de la estructura sin incremento de su peso final. Además de eso, la resistencia a la corrosión también representa una ventaja de las fibras de carbono en relación a las láminas de acero unidas. Entre las desventajas de utilizar las fibras de carbono, se destacan: el alto costo y el bajo rendimiento de las fibras cuando están sometidas al incendio.

En general, el sistema de refuerzo con fibra de carbono está compuesto de dos elementos principales: la fibra de carbono, que es el elemento responsable por la resistencia mecánica del sistema, y la matriz epóxica (Figura 1), formada por resina epóxica resultante de la combinación de epocloridina y del bifenol. La matriz epóxica es responsable por la transferencia de las tensiones actuantes en la estructura para las fibras de carbono, siendo hecha tanto por fricción cuanto por adhesión (Machado, 2007). La matriz envuelve todas las fibras de carbono presentes en el refuerzo, proporcionando tanta resistencia mecánica cuanto resistencia a los agentes agresivos que pueden deteriorar las fibras. Fard (2014) indica que la superficie debe estar limpia, libre de materiales pulverulentos y el acabado debe ser planificado, de modo de impedir que ocurra la pérdida de adherencia entre la resina y la superficie del concreto.

Con relación al proceso de ejecución, el sistema de aplicación de la fibra de carbono está compuesto por cinco etapas. Inicialmente, se prepara la superficie del concreto a través de la inserción de una capa de primer, cuya función es formar una base estable libre de polvo y contaminantes. Luego se empareja la superficie dejándola libre de protuberancias para luego aplicar la fibra de carbono. A partir de eso, se coloca la resina epoxi seguida de la manta de fibra de carbono finalizando

nuevamente con la resina. Por último, visando proteger las piezas expuestas al sol contra la radiación UV, se realiza una capa de acabado con pintura acrílica.

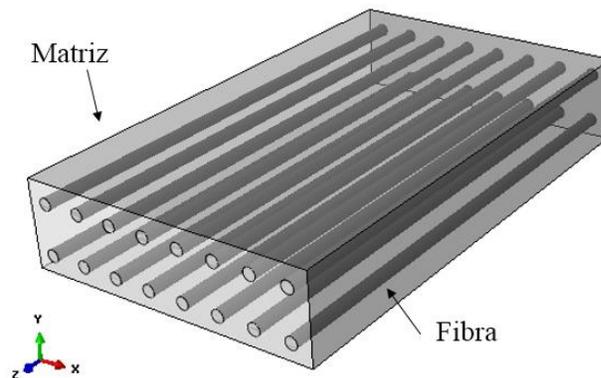


Figura 1. Matriz epóxica y las fibras de carbono (Obaidat, 2011)

Con relación a la disposición del sistema descrito, las fibras deben ser orientadas en la dirección de las líneas de tensión por ellas combatidas. Machado (2002) describe que las fibras además de presentar una elevada resistencia a tracción poseen buena resistencia al cizallamiento, aun cuando en menor proporción que la anterior. Para esa última situación, el refuerzo es ubicado en las regiones de los apoyos de modo de combatir el esfuerzo cortante.

Según Chowdhury *et al.* (2008) y Raoof y Bournas (2017), una de las principales preocupaciones en el uso de refuerzo con fibra de carbono en elementos estructurales está relacionado a su combustibilidad. Bajo elevadas temperaturas, la resina responsable por conectar la manta de fibra de carbono al concreto tiende a degradarse, generando humo tóxico y elevación del tamaño de las llamas. Wang *et al.* (2003), Forter y Bisby (2005) y Chowdhury *et al.* (2008) indican que cuando la temperatura en el refuerzo alcanza aquella correspondiente a la transición vítrea de la resina, cerca de 93°C, ocurre el inicio de la degradación de sus propiedades mecánicas. Además de la resistencia mecánica, los autores verificaron que para temperaturas superiores a la de transición vítrea de la resina, hubo reducción de la adherencia entre el refuerzo y el concreto.

No existe en la literatura una definición acerca de la temperatura en la cual ocurre la total degradación de las propiedades mecánicas del refuerzo, comúnmente denominada, temperatura crítica. Chowdhury *et al.* (2008) indica que esta ocurre entre 300°C y 400°C, lo que corresponde a temperatura de combustión de la resina. Para Kumahara *et al.* (1993) y Wang *et al.* (2003) esa temperatura crítica está en el orden de 250°C. A pesar de esos valores heterogéneos, Tanano *et al.* (1997) verificaron que la temperatura crítica depende de la composición de la resina utilizada en el refuerzo. Estos autores identificaron en sus ensayos dos temperaturas críticas en función del tipo de resina utilizado, en el caso 250°C y 860°C.

Otra ventaja del refuerzo con fibras de carbono consiste en su resistencia residual después de la exposición a elevadas temperaturas. Forter y Bisby (2005) verificaron que, cuando el refuerzo es expuesto a temperatura de hasta 300°C y después resfriado hasta alcanzar la temperatura ambiente, este recupera su resistencia mecánica y rigidez.

2.2. Refuerzo por adición de láminas de acero unidas

El otro objeto de estudio de ese trabajo corresponde a la técnica de refuerzo por colocación de láminas finas de acero en la superficie del concreto. Su principio consiste, básicamente en la formación de un sistema estructural compuesto de concreto-pegamento-acero, en el cual finas láminas de acero quedan unidas, por medio de resina epoxi y/o tornillos, la superficie del concreto, aumentan significativamente la resistencia del elemento a los esfuerzos solicitantes, momento flector y esfuerzo cortante.

Souza (2008) y Adorno *et al.* (2015) afirman que la conexión de las láminas a la estructura puede ser hecha por medio de las resinas epóxicas aplicadas en el área de contacto entre el elemento y la lámina (Figura 2a), o a través de tornillos metálicos con inyección de resina epóxica en los orificios (Figura 2b), donde la primera es la solución más adoptada en el mercado. Eso se debe tanto a la mayor facilidad de ejecución cuanto la menor probabilidad de fragilizarse aún más, debido a los orificios en una estructura ya degradada. Cabe destacar que el adhesivo epoxi es de extrema importancia para el proceso, pues es a través de él que ocurre la transferencia de tensiones, haciendo que la pieza alcance y el refuerzo actúen como un único cuerpo en situación de perfecta adherencia (Reis, 2001).

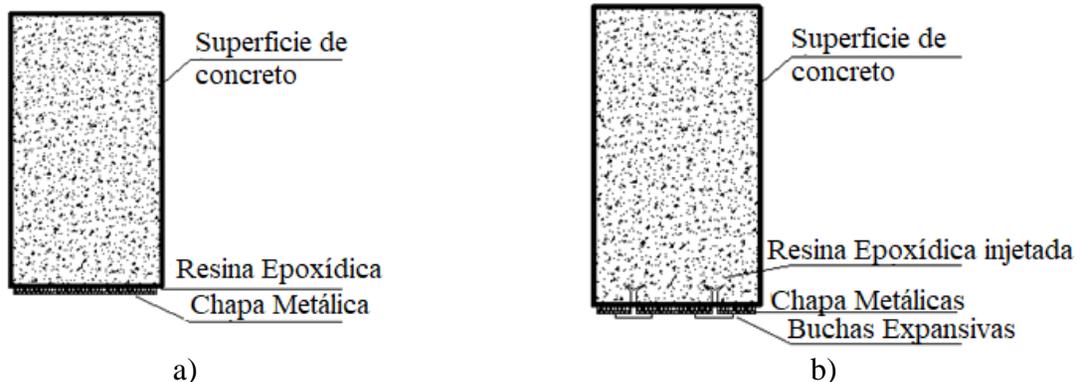


Figura 2. Refuerzo con lámina metálica: a) fijación con resina; b) fijación con aplicación de resina en orificios

Como todo material, su uso posee ventajas y desventajas. Como beneficios, se destaca la eficiencia y el bajo costo, que, asociadas a la rápida y simple ejecución, hacen de ella una buena alternativa cuando es necesario reforzar la estructura en un tiempo corto. Además de eso, resulta en poca interferencia en la arquitectura, pues la sección reforzada posee apenas pequeñas alteraciones geométricas, lo que genera una gran aceptación en el mercado. Como desventajas, se citan la corrosión del acero, la baja resistencia al fuego, necesidad de uso de anclajes y en función del peso y tamaños comerciales de las láminas, dificultad de manipulación de estas.

Branco (2012) recomienda la aplicación de protecciones contra el fuego y contra la corrosión después la concepción del refuerzo, ya que las láminas metálicas no son resistentes a esas fallas y además de eso, el adhesivo epoxi se deteriora en temperaturas mayores que 60 °C.

3. DIMENSIONAMIENTO A FLEXIÓN DEL REFUERZO ESTRUCTURAL

De manera similar la teoría de flexión de vigas de concreto armado descrita por la Norma Brasileña (NBR) 6118:2014, el cálculo del refuerzo estructural consiste en un equilibrio de esfuerzos internos solicitantes de modo que el momento resistente de la pieza sea mayor o igual al momento flector actuante. En la Figura 3 es ilustrado el equilibrio de fuerzas y las deformaciones para una viga de concreto armado con refuerzo en la parte inferior.

El cálculo se inicia con la definición del tipo de falla que la pieza de concreto reforzado irá a presentar en la ruptura. Para ello es necesario adoptar la relación entre la profundidad de la línea neutra (x) y la altura útil de la pieza (d), pues es ese parámetro que determina si la ruptura será del tipo frágil ó dúctil. Para piezas de concreto armado con f_{ck} hasta 50 MPa, la NBR 6118:2014 limita ese valor a 0,45 para que la estructura presente falla con previo aviso. A partir de eso, se calculan los esfuerzos resistentes del concreto (F_c), del acero inferior (F_s) y superior (F'_s) y del refuerzo estructural, aplicándose coeficientes de ponderación definidos por las normas internacionales vigentes.

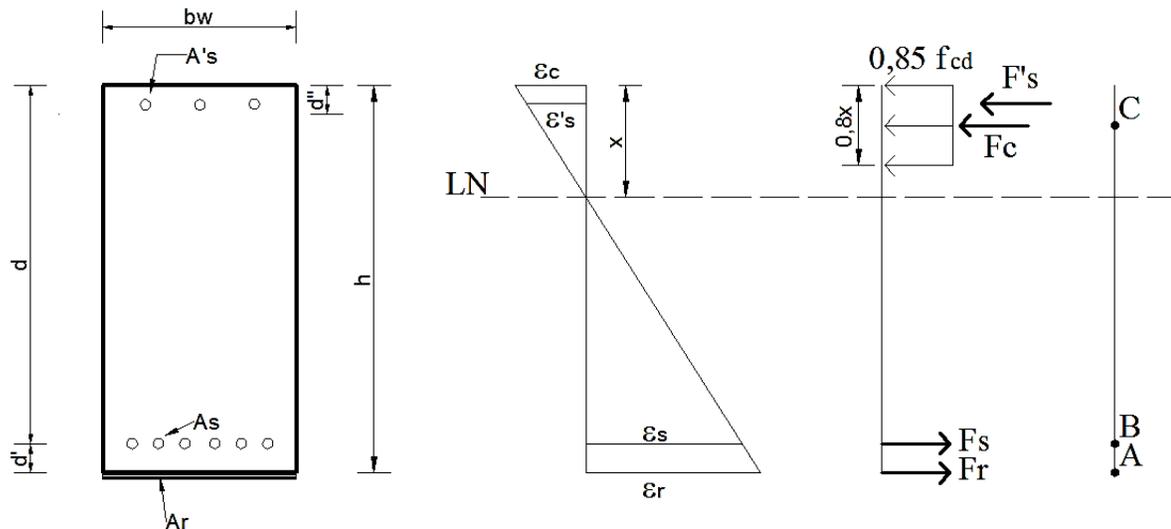


Figura 3. Equilibrio de fuerzas y deformaciones en una viga de concreto armado

Donde:

b_w - Base de la Viga;

h - Altura de la viga;

d - Distancia de la fibra más comprimida hasta el centro de gravedad de la armadura inferior;

d' - Distancia de la fibra más comprimida (traccionada) hasta el centro de gravedad de la armadura superior (inferior);

x - Distancia de la fibra más comprimida hasta la Línea Neutra;

A_s - Armadura inferior (de tracción);

A'_s - Armadura superior (de compresión);

A_r - Área de refuerzo;

ε_c - Deformación del concreto;

ε_s - Deformación de la armadura inferior;

ε'_s - Deformación de la armadura superior;

ε_r - Deformación del refuerzo;

F_c - Fuerza resultante de la sección comprimida del concreto;

F_s - Fuerza resultante de la sección traccionada de la armadura inferior;

F'_s - Fuerza resultante de la sección comprimida de la armadura superior;

F_r - Fuerza resultante de la sección traccionada de refuerzo.

Después el cálculo de los esfuerzos resistentes de los materiales se realiza la sumatoria de momento flector en relación con la aplicación del refuerzo (punto A de la Figura 3), en que son despreciados los espesores del refuerzo y del pegamento para su fijación. El momento flector encontrado en este punto es válido para cualquier otro local de la viga y será pertinente al dimensionamiento en caso de que se presente valor mayor o igual al solicitante. Sin embargo, si ese valor fuese mayor que el momento flector solicitante, el modo de ruptura y la posición de la línea neutra arbitrada inicialmente no son adecuados, pues no conducen a una solución económica.

En caso de que el valor encontrado sea aceptable, se determina el momento flector resistente en relación a los puntos B y C de la sección transversal presentes en la Figura 3. Así como en el punto

A, esos valores deberán ser igualados al momento flector solicitante. Las ecuaciones de cálculo de los momentos en los puntos A, B y C están descritas a continuación.

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

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

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

El coeficiente ϕ representa el factor de reducción aplicado apenas cuando el refuerzo es la fibra de carbono. Se va a adoptar $\phi=0,85$, como lo sugerido el ACI 440.2R:2008. A partir de las ecuaciones (2) y (3) son encontrados dos valores para la fuerza del refuerzo (F_r) que por equilibrio, deben ser iguales. Esa fuerza será usada para cálculo del área de refuerzo necesaria a partir de las ecuaciones (4) y (5).

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

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

En que:

f_r - Es la tensión resistente del refuerzo;

E_r - Es el módulo de elasticidad del refuerzo, ofrecido por el fabricante del material;

ε'_r - Es la deformación del material de refuerzo, encontrada por:

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

Tal que:

ε_r - Es la deformación del refuerzo encontrada por el comportamiento lineal de las deformaciones de acuerdo con la posición de la línea neutra (x);

ε_{bi} - Es la deformación preexistente en el acero situado en la parte inferior de la viga, resultado de su carga anterior, según lo descrito por Machado (2002).

Según Machado (2002), para conocer el nivel de tensión, al cual será sometido el refuerzo durante su aplicación, es necesario identificar la deformación ya existente en la estructura a ser reforzada. Para eso se verifica la deformación preexistente en la cara inferior de la viga (ε_{bi}). Esa deformación puede ser calculada a partir de su carga permanente, cuando la pieza es apuntalada durante la aplicación del refuerzo, o toda su carga actuante, en el caso de no optar por el apuntalamiento. Vale destacar que, en el caso que el momento resistente calculado de la pieza estructural sea inferior al solicitante, se altera la posición de la línea neutra y reinicia el proceso anteriormente descrito. Se trata, por tanto, de un método interactivo.

4. MATERIALES Y MÉTODOS

El estudio consiste, inicialmente, en la representación numérica de una viga con vano de 6,0m y sección transversal ilustrada en la Figura 4, degradada por la acción del fuego.

En seguida, los dos tipos de refuerzos aquí estudiados, láminas de acero y fibras de carbono, serán dimensionados con la intención de recuperar la capacidad resistente inicial de la viga.

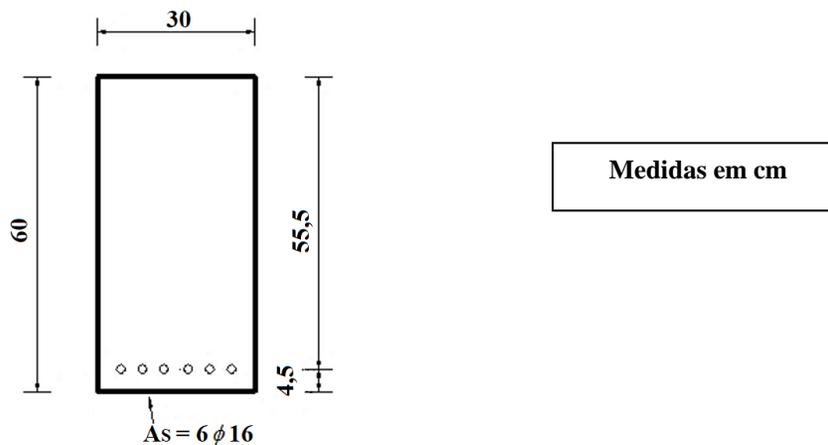


Figura 4. Sección transversal de la viga de concreto armado en estudio

El concreto adoptado para la viga en cuestión posee f_{ck} igual a 30 MPa y acero tipo CA50, cuyo módulo de elasticidad equivale a 210 GPa. De acuerdo con los métodos de cálculo presentados en la NBR 6118:2014, el elemento estructural fue dimensionado para resistir a un momento flector solicitante de cálculo igual 265,7 kN.m. Llama la atención para el tipo de falla que la viga presenta. Ella se encuentra en el dominio de deformación 2, donde el acero posee deformación máxima de 1%, mientras que la del concreto varía de cero hasta su límite, que es igual a 0,35%.

Para representar la acción del fuego en la viga fue desarrollado un modelaje numérico por medio del código computacional ABAQUS, que permite la solución de problemas de ingeniería, inclusive de estructuras a elevadas temperaturas, basados en la teoría del Método de los Elementos Finitos. El comportamiento de una viga de concreto armado bajo la acción del fuego es complejo y va más allá de la reducción de las propiedades mecánicas (resistencia y rigidez) del acero y del concreto. Por ejemplo, el fenómeno ya descrito anteriormente denominado *spalling*, que hace que la sección transversal pierda parte del espesor de concreto cuando el mismo alcanza el rango de temperatura 375-425°C (Deeny *et al.*, 2008). Además de eso, durante el incendio, por el hecho de que el acero y el concreto presentar diferentes coeficientes de dilatación térmica, puede haber fisuras longitudinales en el contacto entre esos materiales.

Teniendo en cuenta la situación presentada anteriormente, para el estudio de caso presentado en ese trabajo serán adoptadas algunas simplificaciones para el dimensionamiento del refuerzo, las cuales están descritas abajo:

1. El modelaje numérico térmico será utilizado apenas para la obtención del campo de temperaturas formado en la sección transversal. A partir del gradiente térmico ocasionado por la baja conductividad térmica del concreto, será calculada una temperatura promedio representativa del calentamiento de la viga que será utilizada para el cálculo de la reducción de las propiedades mecánicas de los materiales.
2. Será considerado un desprendimiento de 1,5 cm de espesor en toda sección de la viga de concreto armado para representar el *spalling*.
3. El refuerzo será calculado para la nueva sección transversal, admitiendo la disminución de las propiedades mecánicas del concreto y del acero. El momento solicitante que la pieza degradada deberá soportar corresponde a aquel para el cual fue dimensionado inicialmente, es decir 265,7 kN.m.
4. No será considerado el análisis del comportamiento post-incendio de la viga de concreto armado.
5. Se admite adherencia perfecta entre el concreto, las armaduras y el refuerzo a ser usado.

6. No se admite alteraciones en las deformaciones últimas del concreto y del acero (0,35% y 1%, respectivamente) con la elevación de la temperatura.
 7. Ningún tipo de deformación adicional, fisuración o cualquier otra manifestación será tomada en cuenta para el cálculo del refuerzo.
 8. No será contemplado el efecto de acción térmica en la resistencia al cizallamiento de las vigas de concreto armado. Se sabe que, en situaciones normales, el esfuerzo que lleva a los elementos estructurales a la falla y a la flexión. Por lo tanto, el cálculo del refuerzo aquí presentado será solamente para combatir ese requerimiento.
- En los ítems siguientes serán descritos detalladamente el modelaje numérico térmico y el cálculo del refuerzo para la viga en estudio.

5. ESTUDIO DE CASO

5.1. Modelaje numérico térmico

El ABAQUS adopta el principio de conservación de la energía para la realización de su análisis térmico. Con relación a la forma de análisis, se adoptó, en este trabajo, la de tipo transitorio, en que las propiedades térmicas de los materiales y la distribución de la temperatura varían con el tiempo. Las condiciones de contorno necesarios para la realización de un análisis térmico se refieren a los tres mecanismos de transferencia de calor: convección, radiación y conducción.

La convección y la radiación son incorporados en el modelo a partir de los comandos “*Surface film condition*” y “*Surface radiation*”, respectivamente, los cuales están disponibles en la función *Interaction* del código computacional. La aplicación de esos fenómenos se da a partir de la formación de una superficie en el elemento estructural e inserción de las grandezas, coeficiente de convección (α_c), para el primer mecanismo, y la emisividad resultante del material (ϵ) y constante Stefan-Boltzmann ($5,67 \times 10^{-8} \text{ W/m}^2 \text{ K}^4$), para el segundo. En relación con la conducción, son previstos para el análisis numérico, la densidad, el calor específico y la conductividad térmica del concreto o del acero. El valor adoptado para la emisividad resultante del concreto fue de 0,7, y para el coeficiente de convección, $25 \text{ W/m}^2 \text{ }^\circ\text{C}$.

El modelaje fue realizado en base a los parámetros y propiedades de los materiales descritos en las normas brasileñas (NBR 1500, 2012) y Europea (EUROCODE 2 Parte 1-2 (2004)) que tratan del comportamiento del concreto armado a elevadas temperaturas. La curva de calentamiento utilizada para calentar el elemento estructural corresponde a la curva de incendio-estándar dada por la ISO 834-1:1999. En ese contexto, la acción térmica con duración de 60 minutos fue usada en las cuatro caras de la viga con el objetivo de simular un calentamiento uniforme.

Ese instante corresponde al tiempo mínimo que una viga, cuando estando en un ambiente residencial, debe resistir al fuego, según lo previsto en la NBR 14432:2000. En lo que se refiere a la creación del modelo numérico, fue usado el elemento finito del tipo sólido, DC3D8, para representación del concreto, y elemento de barra, DC1D2, para el modelaje de las armaduras. La inserción de las armaduras en el concreto fue realizada a través del comando *embedded region* que indica al código computacional que se están posicionadas dentro del concreto y ambos materiales presentan adherencia perfecta. En la generación de la Malla, fue hecho un estudio de refinamiento, a partir de lo cual se optó por un proceso automático el cual se buscó elementos finitos con tamaño igual a 30 mm.

Es importante destacar que, en los códigos computacionales, el modelaje numérico térmico es realizado por separado del modelaje en que se considera la carga de la pieza estructural. El análisis denominado de termo estructural se caracteriza por ser aquella que un elemento estructural se encuentra en situación de incendio, es hecha con la asociación de los resultados de cada una de las etapas anteriormente citadas. Por esta razón, naturalmente, en el modelaje numérico realizado en este artículo, en el caso del análisis térmico, no se consideran los posibles efectos provocados por

la carga actuante en la viga, de modo que los coeficientes de reducción de las propiedades mecánicas y térmicas del concreto y del acero no son modificadas y corresponden a aquellas mencionadas en las normas brasileñas y europeas. A continuación, son descritos los resultados numéricos térmicos.

5.1.1 Descripción del campo térmico

Utilizando los parámetros descritos anteriormente fue posible obtener el campo térmico formado en la sección transversal de la viga estudiada. De modo de caracterizar el avance de la temperatura a lo largo de la sección, fueron seleccionados seis puntos de medición de ese valor (T1 a T6) los cuales están indicados en la Figura 5a que presenta la viga discretizada. Partiendo de ese supuesto, en la Figura 5b es presentada la evolución de las temperaturas en esos puntos.

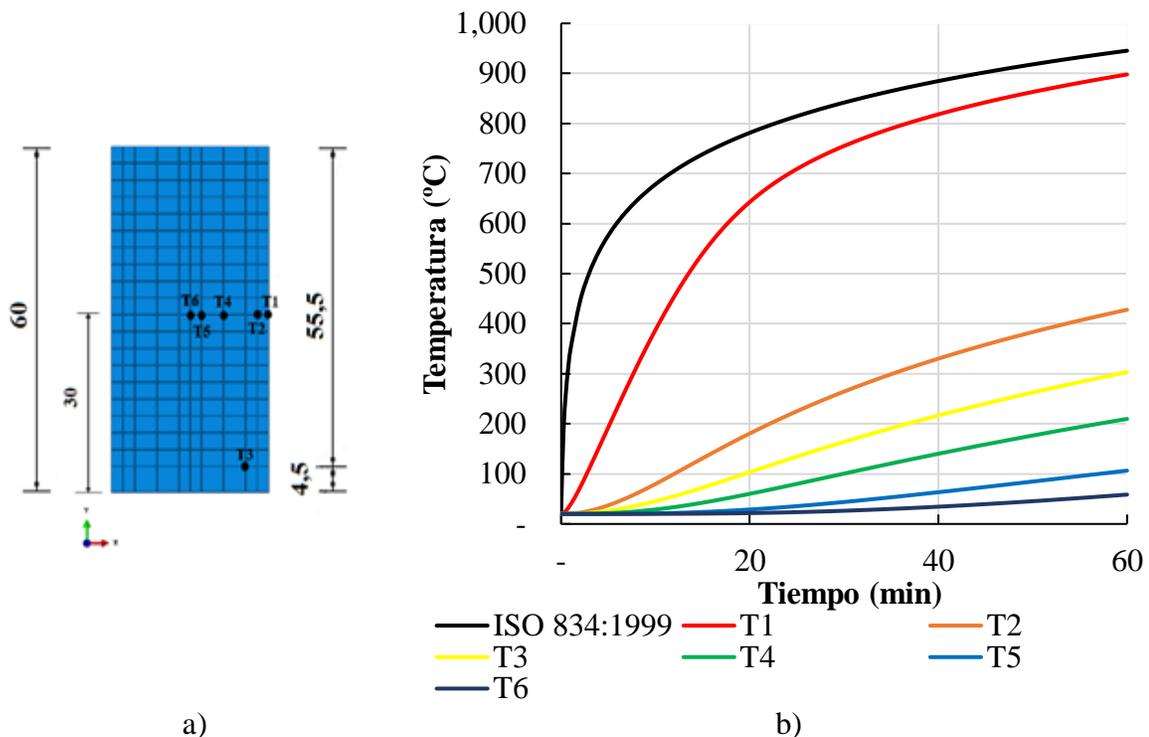


Figura 5. a) Posición de los puntos de medición de temperaturas en la sección transversal; b) Evolución de las temperaturas de los puntos de medición

Como se puede apreciar en la Figura 5b, la viga de concreto armado, aun cuando es calentada en sus cuatro lados, presentó un campo térmico no uniforme a lo largo de la sección transversal, de modo que la medida que se aproximaba de su centro geométrico, menores se hicieron las temperaturas. Eso se debe a la baja conductividad térmica del concreto y por la robustez de la sección que promueve un calentamiento diferencial del elemento estructural. La conclusión obtenida antes se aprecia en la Figura 6, en la cual se ilustra la variación de la temperatura desarrollado en la sección para un tiempo de 60 minutos de exposición al fuego.

Es importante resaltar que, como el análisis numérico fue desarrollado utilizando los parámetros (propiedades térmicas y curva de calentamiento de los gases) ofrecidos por las normas actuales de incendio, no habrá la validación de esos modelos numéricos. Eso se debe al hecho que los ensayos experimentales difícilmente logran ser calibrados por los parámetros normativos, teniendo en cuenta que la curva de calentamiento generalmente obtenida en ensayos difiere de aquella del incendio-estándar. Además de eso, como se trata apenas de un estudio comparativo entre tipos de refuerzo, esta simplificación no invalida el objetivo de este trabajo.

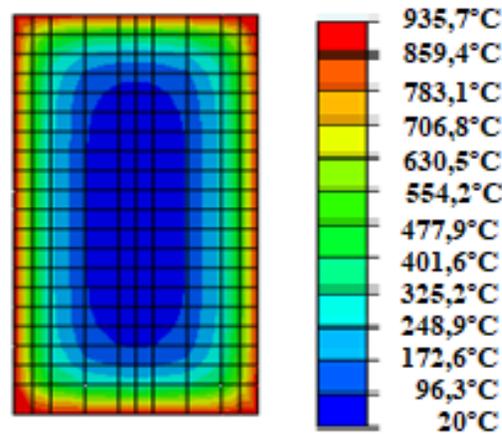


Figura 6. Variación de temperatura en la sección transversal

5.2. Capacidad resistente de las vigas degradadas

En el ítem anterior, la viga de concreto armado fue modelada para representar su comportamiento en situación de incendio. A partir de la obtención del campo térmico, fue posible calcular la temperatura promedio de la sección transversal que lleva a la reducción de las propiedades mecánicas del acero y del concreto. Anterior al cálculo, así como para la determinación de la capacidad resistente de la pieza deteriorada, fue retirada una capa de 1,5 cm de espesor del concreto en toda la sección transversal, para representación del *spalling*, siendo la nueva sección ilustrada en la Figura 7.

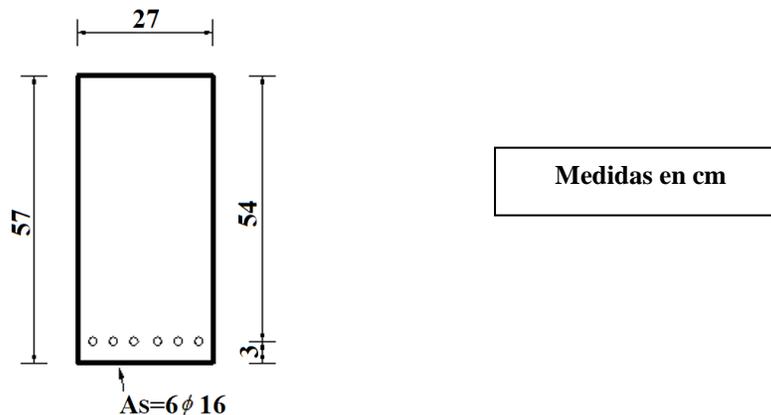


Figura 7. Sección transversal de la viga de concreto armado degradada

La temperatura promedio para cada material de la sección, obtenido en el análisis térmico, fue 394,7°C para el concreto y 358,5°C para el acero. En base a los coeficientes de reducción de la resistencia a la compresión del concreto ($k_{c,\theta}$), de la tensión de fluencia ($k_{s,\theta}$) y del módulo de elasticidad ($k_{Es,\theta}$) del acero en función de la temperatura descritos en la NBR 15200:2012 (Tabla 1) fue posible realizar la reducción de las propiedades mecánicas de los materiales.

Por simplificación del problema, será considerado la temperatura de 400°C, en ambos materiales, para reducción de las propiedades mecánicas descritas anteriormente. Frente a eso, el concreto pasa a ser considerado con $f_{ck} = 22,5 \text{ MPa}$ y el acero, $f_y = 470 \text{ MPa}$ es $E_s = 147 \text{ GPa}$.

En base al método de cálculo presentado por la NBR 6118:2014, se puede concluir que la viga perdió 12% de su capacidad resistente a la flexión pura, es decir la sección degradada resistirá apenas a un momento flector solicitante de 233,7 kNm que ahora se encuentra en el dominio 3 de

deformación. Como lo descrito en la hipótesis inicial, la viga estaba sujeta a un momento flector solicitante de cálculo igual a 265,7 kNm, esta precisará de refuerzo estructural.

Tabla 1. Coeficientes de reducción de las propiedades mecánicas del acero y del concreto

Temperatura	Concreto	Acero	
	$k_{c,\theta}$	$k_{s,\theta}$	$k_{Es,\theta}$
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

Fuente: ABNT NBR 15200:2012 (Adaptado).

5.3. Cálculo del refuerzo estructural

En este ítem se determina el área necesaria del refuerzo estructural (fibra de carbono y lámina de acero colada) para que la viga degradada vuelva a soportar el momento solicitante para el cual fue dimensionada. Inicialmente se debe calcular la deformación preexistente en el acero (ε_{bi}), resultado de su carga inicial, según lo descrito en la metodología de cálculo del refuerzo.

Se admite que la carga permanente corresponde al 80% de la carga total actuante en la viga y que se trata de una única carga distribuida, el momento solicitante de cálculo, debido a esa carga, corresponderá a 212,56 kNm. Así a partir de las ecuaciones de equilibrio y de la Ley de Hooke, previstas por la resistencia de los materiales, se calcula la deformación que el acero tendrá en la viga degradada que en ese estudio fue equivalente al 0,25 %.

Siguiendo la metodología descrita en el ítem 4, en los próximos ítems será presentado el cálculo del área necesaria para los dos tipos refuerzos estudiados. A fin de obtenerse la situación más económica en la cual el momento resistente (M_{Rd}) se aproxima de aquel solicitante (M_{Rd}), se varió la posición de la línea neutra hasta llegar a las ecuaciones de equilibrio

5.3.1 Fibras de carbono

La fibra de carbono utilizada en el desarrollo de ese estudio corresponde la previsto por la empresa MasterBrace "BASF", denominada LAM 170/3100 "BASF", con Malla cuadrada de 120 mm de ancho, espesor de 1,4 mm y módulo de elasticidad 170 GPa. En la Tabla 2, se muestra de forma simplificada, el dimensionamiento del refuerzo con fibra de carbono.

Tabla 2. Cálculo del refuerzo con 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

En que,

x - Posición de la línea neutra;

F_c - Fuerza resistente del concreto;

F_s - Fuerza resistente del acero;

F_r - Fuerza resistente del refuerzo;

σ_{fc} - Tensión al cual el refuerzo está sometido;

A_s - Área necesaria de refuerzo;

$F_s + F_r$ - Sumatoria de fuerzas resistentes horizontales del acero y del refuerzo que, por equilibrio, debe ser igual a aquella correspondiente a la fuerza resistente del concreto;

M_{Rd} - Momento resistente de la viga reforzada.

Con los datos presentados en la Tabla 2 se puede inferir que la posición de la línea neutra, para un dimensionamiento económico asociado a un correcto equilibrio de fuerzas horizontales (fuerza resistente del concreto igual a la sumatoria de fuerzas resistentes del acero y del refuerzo), se sitúa entre 19 y 20 cm. Analizando este rango de valores, se admite que el valor de $x = 19,85$ cm es el que mejor atiende al criterio citado. Para ese valor, el área de refuerzo necesario es de $1,35 \text{ cm}^2$ y el momento resistente es de aproximadamente 270 kNm.

Como la fibra de carbono posee ancho de 120 mm en cada lamina y esa tiene espesor de 1,4 mm, será adoptada apenas una capa de ese refuerzo a lo largo de todo el vano de la viga.

5.3.2 Láminas de acero unidas

La lámina de acero laminada adoptada en este estudio corresponde a la lámina ASTM A 572 Grado 50, de 4 mm de espesor, destinada a las obras estructurales. De acuerdo con la NBR 8800:2008, la lámina A 572, con espesor menor que 100 mm y grado 50, posee tensión de fluencia igual a 345 MPa y tensión de ruptura equivalente a 450 MPa. Igualmente, el ítem 5.3.1, la Tabla 3 demuestra el dimensionamiento para la lámina de acero unidas.

Tabla 3. Cálculo del refuerzo con lámina de acero unidas

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

Con base en los resultados presentados de la Tabla 3, se observa que la posición de la línea neutra entre 19 y 20 cm prevista, además de un dimensionamiento más económico ($M_{Rd} = M_{sd}$), un mejor equilibrio de fuerzas horizontales. A partir de los cálculos, se define un valor de x igual a 19,3 cm. Ese valor genera un momento resistente de aproximadamente, 265,8 kNm y un área necesaria de refuerzo igual a $2,54 \text{ cm}^2$.

Ante eso se adopta una lámina de acero con el mismo ancho de viga y espesor de 1 mm a ser distribuida a lo largo de la longitud del elemento estructural.

5.3.3 Análisis comparativo entre la fibra de carbono y la lámina de acero unida

Analizando los resultados presentados, es posible constatar que el uso de la lámina de acero unida, como refuerzo estructural, exige una mayor área para que la viga degradada recupere su capacidad resistente. Eso es justificado por la elevada resistencia mecánica de la fibra de carbono.

Para fines prácticos, la selección del mejor tipo de refuerzo envuelve una serie de factores, tales como precio, aumento de la sección útil, desempeño, plazo de ejecución, entre otros. En general, la literatura apunta para la fibra de carbono como el mejor tipo de refuerzo estructural, ya que, a pesar de ser más costosa en comparación a las láminas de acero, ella presenta una ejecución más rápida, un mejor desempeño y no aumenta de forma significativa la sección transversal, además de ser resistente a la corrosión.

En el estudio de caso presentado en ese artículo, el aumento de la sección transversal fue similar para ambos refuerzos debido a la baja solicitación necesaria para la actuación de la fibra de carbono y de la lámina de acero. Ante esto y con base en la literatura disponible, se afirma que, cuando sea necesario el aumento de la capacidad resistente de una viga asociado a un bajo aumento de la sección transversal, el uso de fibra de carbono tiene a ser más ventajosa cuando es comparado con las láminas de acero. No obstante, como fue citado, la selección del mejor tipo de refuerzo debe ser realizado con criterio, analizando todos los parámetros que influyan en esa decisión.

6. CONCLUSIÓN

El presente artículo desarrolló un estudio referido a la comparación entre el refuerzo estructural con láminas metálicas unidas y con las fibras de carbono aplicados en vigas de concreto armado degradadas por la acción del fuego. La falla en cuestión reduce las propiedades mecánicas del acero y del concreto, de modo que la capacidad resistente para la cual el elemento estructural fue proyectado disminuida, lo que exige la aplicación de refuerzo.

Ante eso, fue desarrollado un estudio de caso en que una viga de concreto armado fue modelada por medio del código computacional ABAQUS y expuesta al incendio-estándar en las cuatro caras durante un tiempo de exposición igual a 60 min. A partir del campo térmico obtenido, fue posible determinar la temperatura promedio a la que los materiales constituyentes estaban sometidos, aproximadamente 400°C, que fue responsable por reducir sus propiedades mecánicas.

Al calcular el refuerzo necesario para las vigas, se constató que la fibra de carbono generó un área menor en comparación a la lámina de acero unida, una vez que la primera presenta una elevada resistencia mecánica. En líneas generales, se admite que la fibra de carbono presenta mayores ventajas en lo que se refiere al refuerzo de vigas, como una rapidez en la ejecución y el aumento significativo de la altura de la sección transversal.

7. REFERENCIAS

- ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas (2008), “*NBR 8800: projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios*”. Rio de Janeiro: ABNT.
- ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas (2000), “*NBR 14432: exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – procedimento*”. Rio de Janeiro: ABNT.
- ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas (2012), “*NBR 15200: projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio – procedimento*”. Rio de Janeiro: ABNT.
- ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014), “*NBR 6118: projeto de estruturas de concreto – procedimento*”. 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 estruturas*”. 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 os 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 an 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 fibre 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 strengtning 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 argapeso de alto desempenho*”, Dissertação de Mestrado em Engenharia de Estruturas, Escola Engenharia 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 Estruturas, Escuela de Ingeniería, Universidad Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, p. 114.
- Souza, A. F. V. S. (2008), “*Reparação, Reabilitação e Refuerzo de Estruturas de Betão Armado*”, Dissertação de Mestrado em Engenharia de Estruturas, 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 righ 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 contínuos 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., Johnsom, 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.