

## **ALCONPAT Internacional**

### **Miembros Fundadores:**

Liana Arrieta de Bustillos – **Venezuela**  
Antonio Carmona Filho - **Brasil**  
Dante Domene – **Argentina**  
Manuel Fernández Cánovas – **España**  
José Calavera Ruiz – **España**  
Paulo Helene, **Brasil**

### **Junta Directiva Internacional:**

#### **Presidente de Honor**

Angélica Ayala Piola, **Paraguay**

#### **Presidente**

Carmen Andrade Perdrix, **España**

#### **Director General**

Pedro Castro Borges, **México**

#### **Secretario Ejecutivo**

José Iván Escalante García, **México**

#### **Vicepresidente Técnico**

Enio Pazini Figueiredo, **Brasil**

#### **Vicepresidente Administrativo** Luis

Álvarez Valencia, **Guatemala**

#### **Gestor**

Paulo Helene, **Brasil**

## **Revista ALCONPAT**

### **Editor en Jefe:**

Dr. Pedro Castro Borges  
Centro de Investigación y de Estudios Avanzados del Instituto  
Politécnico Nacional, Unidad Mérida (CINVESTAV IPN –  
Mérida)  
Mérida, Yucatán, **México**

### **Co-Editor en Jefe:**

Arq. Margita Kliwer  
Universidad Católica “Nuestra Señora de la Asunción”  
Asuncion, **Paraguay**

### **Editor Ejecutivo:**

Dr. José Manuel Mendoza Rangel  
Universidad Autónoma de Nuevo León, Facultad de  
Ingeniería Civil  
Monterrey, Nuevo Leon, **México**

### **Editores Asociados:**

Dr. Manuel Fernandez Canovas Universidad  
Politécnica de Madrid. Madrid, **España**

Ing. Raúl Husni

Facultad de Ingeniería Universidad de Buenos Aires. Buenos  
Aires, **Argentina**

Dr. Paulo Roberto do Lago Helene

Universidade de São Paulo.

São Paulo, **Brasil**

Dr. José Iván Escalante García

Centro de Investigación y de Estudios Avanzados del Instituto  
Politécnico Nacional (Unidad Saltillo) Saltillo, Coahuila,  
**México.**

Dr. Mauricio López.

Departamento de Ingeniería y Gestión de la Construcción,  
Escuela de Ingeniería,  
Pontificia Universidad Católica de Chile  
Santiago de Chile, **Chile**

Dra. Oladis Troconis de Rincón Centro de Estudios de

Corrosión Universidad de Zulia

Maracaibo, **Venezuela**

Dr. Fernando Branco Universidad

Técnica de Lisboa

Lisboa, **Portugal**

Dr. Pedro Garcés Terradillos

Universidad de Alicante

San Vicente, **España**

Dr. Andrés Antonio Torres Acosta

Instituto Mexicano del Transporte / Universidad Marista de  
Querétaro

Querétaro, **México**

Dr. Luiz Fernández Luco

Universidad de Buenos Aires – Facultad de Ingeniería –  
INTECIN

Buenos Aires, **Argentina**

**REVISTA LATINOAMERICANA DE CONTROL DE CALIDAD, PATOLOGÍA Y RECUPERACIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN**

<http://www.revistaalconpat.org>

Es motivo de satisfacción y alegría para el equipo de la Revista ALCONPAT ver publicado el primer número de nuestro noveno año.

El objetivo de la Revista ALCONPAT (RA) es la publicación de casos de estudio relacionados con los temas de nuestra asociación, o sea control de calidad, patología y recuperación de las construcciones motivando desde luego la presentación de investigaciones básicas o aplicadas, revisiones o investigación documental.

Esta edición V9N1, inicia con un trabajo donde Nicolle Christine Sotsek y colegas proporcionan, a través de una revisión sistemática de la literatura y enfocada en el control de calidad de las edificaciones, una base de datos consistente para presentar los criterios más utilizados por el Building Performance Evaluation (BPE). Fue posible definir 9 dimensiones de análisis que son presentadas y discutidas en este documento.

En el segundo trabajo, Cristiano Corrêa y colegas presentan la simulación computacional de un incendio previamente realizado como un experimento en una habitación que reproducía un cuarto de residencia unifamiliar típicamente incendiada en la ciudad de Recife (Pernambuco - Brasil). El artículo tiene por objetivo comparar los resultados del desarrollo de las temperaturas de los gases obtenidos a través de la simulación computacional con el software Fire Dynamics Simulator (FDS) con las medidas obtenidas en el experimento. Se verificó que los resultados obtenidos a través del modelo desarrollado en el FDS fuesen coherentes con los obtenidos experimentalmente.

En el tercer artículo, Mauricio de Pina Ferreira y colegas evalúan la influencia del anclaje en la resistencia a la flexión de vigas reforzadas con mantas de Polímero Reforzado con Fibra de Carbono (PRFC). Se evalúan los parámetros que afectan el desempeño y la resistencia de las vigas, y se discuten los criterios de dimensionamiento del fib Bulletin 14 (2001) y ACI 440-2R (2008). Se observó que, incluso con dispositivos auxiliares en el anclaje del PRFC, hay posibilidad de fallos prematuros, y que ambas recomendaciones conducen a estimaciones seguras, pero excesivamente conservadoras en los casos en que el anclaje de la manta de PRFC se realice adecuadamente.

En el cuarto artículo, de Yagho de Souza Simões y Carol Ferreira Rezende Santos, se comparan 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. Se concluye que la fibra de carbono presenta mayores ventajas en lo que se refiere al refuerzo de vigas.

El quinto trabajo de este número lo escriben Ricardo José Carvalho Silva y colegas, quienes analizan la eficiencia del refuerzo en vigas de hormigón armado mediante la adición de barras de acero y adhesivo epoxi. Los ensayos mostraron que las abrazaderas redujeron la resistencia de las vigas, en comparación con las que no tenían. Las vigas reforzadas sin abrazaderas obtuvieron mejores resultados, pero el factor limitante más importante fue la adherencia entre el epoxi y la viga. El uso de abrazaderas para intentar resolver el problema de la adherencia dio originalidad a esta investigación.

En el sexto trabajo, Marcela Tavares de Araujo Silva y colegas evalúan un ensayo de ultrasonido para estimar la profundidad de fisuras en el concreto, utilizando un modelo matemático de la literatura, además de verificar la profundidad con mejores resultados. Los resultados muestran que el ensayo es sensible para detectar la presencia de fisuras en el hormigón. El modelo matemático utilizado permitió estimar la mayoría de las profundidades de fisuras; pero los resultados se presentan dispersos y con un margen de error elevado para las profundidades de 5 cm y 15 cm, ya que para 10 cm se observaron mejores resultados.

El séptimo trabajo de este número lo escriben Renato Guilherme Pereira y colegas, quienes presentan un programa experimental para determinar la resistencia residual de vigas en hormigón armado bi-apoyadas sujetas a la flexión pura después de incendios. Las vigas presentaron, hasta 120 minutos de exposición al fuego, un buen desempeño después del incendio, no presentando una reducción significativa en su resistencia residual, y el modelo numérico se mostró preciso en la previsión de las temperaturas y de la carga de ruptura residual cuando se compararon los resultados experimentales.

El artículo que cierra esta edición es de Erick Maldonado y colegas quienes presentan los resultados de concretos fabricados con cementos supersulfatados (SSC) bases materiales volcánicos. Después de 180 días, el concreto con un cementante compuesto de 5%An-10%CP-10%CaO-75%PM expuesto a la solución de CaSO<sub>4</sub> alcanzó una resistencia a la compresión de 46 MPa y 44 MPa en seco en condiciones de laboratorio. La microestructura fue analizada por microscopía electrónica de barrido, espectroscopía por dispersión de energía y XRD, que mostraron que los principales productos de hidratación son C-S-H y etringita.

Tenemos la seguridad de que los artículos de este número constituirán una referencia importante para aquellos lectores involucrados con cuestiones de aplicaciones de modelado y vida de servicio, así como de inspecciones con metodologías modernas y/o mejoradas. Agradecemos a los autores participantes en este número por su voluntad y esfuerzo para presentar artículos de calidad y cumplir con los tiempos establecidos.

Por el Consejo Editorial



Pedro Castro Borges  
Editor en Jefe



## CONTENIDO

### REVISIÓN

**N. Christine Sotsek, D. Sanchez Leitner, A. P. Lacerda Santos:** Una revisión sistemática de los criterios del Building Performance Evaluation (BPE).

Página

1 - 14

### INVESTIGACIÓN APLICADA

**R. Tabaczynski, C. Corrêa, T. Ancelmo Pires, J. J. Rêgo Silva:** Simulación numérica y experimento de incendio en dormitorio residencial.

15 - 29

**M. P. Ferreira, M. H. Oliveira, A. F. Lima Neto, L. S. Tapajós, A. Nascimento, M. C. Freire:** Influencia del anclaje en la resistencia a la flexión de vigas reforzadas con mantas de PRFC.

30 - 47

**Y. S. Simões, C. F. R. Santo:** 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.

48 - 64

**R. J. C. Silva, M. B. S. Muniz, F. E. S. da Silva Júnior, É. M. F. Lima, C. V. dos S. Araújo:** Análisis experimental de vigas de hormigón armado reforzadas con barras de acero y adhesivo epoxi estructural.

65 - 78

**M. T. A. Silva, J. H. A. Rocha, E. C. B. Monteiro, Y. V. Póvoas, E. R. Kohlman Rabbani:** Evaluación del ensayo de ultrasonido para la estimación de la profundidad de fisuras en concreto.

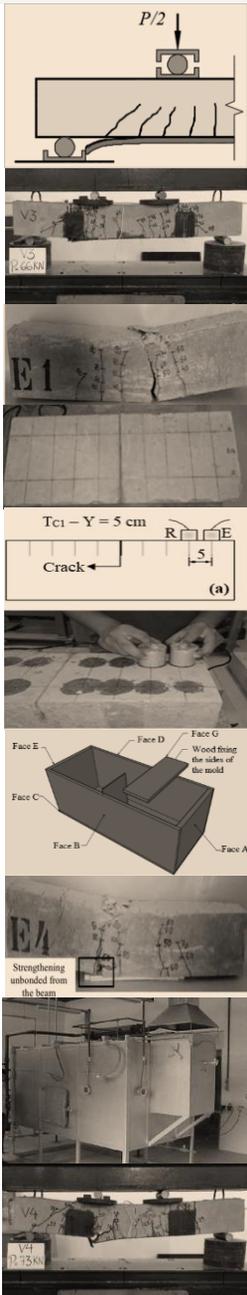
79 - 92

**R. G. S. Pereira, T. A. Carvalho Pires, D. Duarte, J. J. Rêgo Silva:** Evaluación de la resistencia mecánica de vigas en hormigón armado después del incendio.

93 - 105

**K. Cabrera Luna, J. I. Escalante García, D. Nieves Mendoza, E. E. Maldonado Bandala:** Resistencia a la compresión y microestructura de concretos fabricados con cementos supersulfatados base materiales de origen volcánico expuestos a un ambiente de sulfato.

106 - 116



## Una revisión sistemática de los criterios del Building Performance Evaluation (BPE)

N. Christine Sotsek<sup>1\*</sup> , D. Sanchez Leitner<sup>1</sup> , A. P. Lacerda Santos<sup>1</sup> 

\*Autor de Contacto: [nicollesotsek@yahoo.com.br](mailto:nicollesotsek@yahoo.com.br)

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i1.260>

Recepción: 25/09/2018 | Aceptación: 01/08/2018 | Publicación: 30/12/2018

### RESUMEN

El objetivo de este artículo es proporcionar, a través de una revisión sistemática de la literatura enfocada en el control de calidad de las edificaciones, una base de datos consistente para presentar los criterios más utilizados por el Building Performance Evaluation (BPE). Mediante esta revisión, 782 artículos fueron identificados, de los cuales 15 fueron seleccionados considerando adherencia del tema a la investigación y período de publicación. Las principales informaciones sobre los artículos, sus autores y revistas fueron debatidas. Los criterios de desempeño compilados por los artículos analizados utilizaron como base: la literatura, cuestionarios y entrevistas con usuarios y profesionales del área, consulta a especialistas del segmento y visitas técnicas a las edificaciones. Con estos criterios identificados fue posible definir 9 dimensiones de análisis que son presentadas y discutidas en este documento.

**Palabras clave:** desempeño; estructural; criterios; construcción; revisión sistemática.

**Citar como:** N. Christine Sotsek, D. Sanchez Leitner, A. P. Lacerda Santos (2019), "Una revisión sistemática de los criterios del Building Performance Evaluation (BPE)", Revista ALCONPAT, 9(1), pp. 15-29, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i1.260>

<sup>1</sup> Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal do Pará, Belém, Brasil.

<sup>2</sup> Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil.

<sup>3</sup> Núcleo de Desenvolvimento Amazônico em Engenharia, Universidade Federal do Pará, Tucuruí, Brasil.

<sup>4</sup> Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal do Oeste do Pará, Itaituba, Brasil

<sup>5</sup> Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Pará, Belém, 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](mailto:alconpat.int@gmail.com), Página Web: [www.alconpat.org](http://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.

## A systematic review of Building Performance Evaluation criterias (BPE)

### ABSTRACT

The objective of this article is to provide, through a systematic review of the literature, focused on the quality control of buildings, a database to present the Building Performance Evaluation (BPE) most used criteria. Through this review, 782 articles were identified, of which 15 were selected considering the subject's adherence to the research and publication period. It was discussed the main information about the articles, their authors and journals. The performance criteria compiled by the analyzed articles used as basis: literature, questionnaires and interviews with users and professionals of the area, consultation with specialists in the segment and technical visits to buildings. With these identified criteria, it was possible to define 9 dimensions of analysis that are presented and discussed in this document.

**Keywords:** performance; evaluation; criteria; building; systematic review.

## Uma revisão sistemática dos critérios do Building Performance Evaluation (BPE)

### RESUMO

O objetivo deste artigo é fornecer, por meio de uma revisão sistemática da literatura focada no controle de qualidade das edificações, um banco de dados para apresentar os critérios mais utilizados pelo Building Performance Evaluation (BPE). Mediante a esta revisão, 782 artigos foram identificados, dos quais 15 foram selecionados considerando aderência do tema a pesquisa e período de publicação. As principais informações sobre os artigos, seus autores e revistas foram debatidas. Os critérios de desempenho compilados pelos artigos analisados utilizaram como base: a literatura, questionários e entrevistas com usuários e profissionais da área, consulta a especialistas do segmento e visitas técnicas as edificações. Com tais critérios identificados foi possível definir 9 dimensões de análise que são apresentadas e discutidas neste documento.

**Palavras-chave:** desempenho; avaliação; critérios; construção; revisão sistemática

## 1. INTRODUCCIÓN

Una edificación es construida con el objetivo de proporcionar al ser humano un ambiente de trabajo y de vida agradable, confortable y protegido contra el intemperismo climático (Khalil et al., 2008). Entretanto, una edificación es el fruto de un proyecto y de una planificación construida y gerenciada sobre la base de patrones específicos establecidos por gobiernos, profesionales y especialistas que deben atender no solamente las exigencias técnicas vigentes de cada país, sino también las expectativas y aspiraciones establecidas por los usuarios finales (Ibem et al., 2013).

Basado en esta discusión es que se destaca la importancia del estudio en esta línea de investigación, considerando los altos índices de población es imprescindible que más edificaciones sean construidas, pero al mismo tiempo continúen atendiendo a los requisitos establecidos por las normas y por los propietarios finales.

El desempeño de una edificación puede ser definido como la capacidad de un edificio de operar con la máxima eficiencia, cumpliendo su función a lo largo de su ciclo de vida útil (Khalil et al 2016). Para proporcionar esta máxima operación y perfeccionar su eficiencia es esencial la evaluación regular y continua del desempeño de edificaciones, denominado Building Performance Evaluación (BPE). El BPE es el proceso de comparación sistemática del desempeño real de un edificio, es decir que relaciona los objetivos del cliente con los criterios de desempeño establecidos por los especialistas a fin de mensurar el grado de satisfacción y desempeño de una edificación para aquellos usuarios (Preiser, 1994). Este proceso pretende mejorar la calidad de la gestión, del

proyecto y de la construcción proporcionando una construcción más sustentable (Ibem et al., 2013); ofrecer informaciones básicas sobre las necesidades, preferencias y satisfacción de los usuarios (Vischer, 2008) y dar con el feedback con relación a las causas y efectos de las cuestiones ambientales relacionadas con los edificios, informando, por tanto, la planificación y la gestión a largo plazo del ciclo de vida de los edificios (Meir et al., 2009). Por tanto, el BPE sirve como una herramienta que agrega valor, ayudando a los gestores en la toma de decisión a niveles estratégicos y operacionales durante construcción de una edificación (Khalil et al., 2008). Entretanto, para la aplicación del BPE es necesaria la definición de los criterios de evaluación que puedan colaborar en el proceso de medición del desempeño de una edificación. Según (Teicholz, 2003), no se puede mejorar lo que no se puede medir. Medir el desempeño de una edificación, según Koleoso et al., (2013), es la manera más segura de mejorar el desarrollo económico, físico y funcional de una edificación, garantizando que sus objetivos sean cumplidos. Partiendo de este supuesto es que este artículo pretende presentar un panorama, por medio de la revisión sistemática de la literatura, de los principales trabajos académicos que estudiaron y establecieron criterios de desempeño para la evaluación de edificaciones a fin de auxiliar en la expansión de esta área de investigación que está enfocada en el control de calidad de las edificaciones.

## 2. MATERIALES Y MÉTODOS

Esta investigación adoptó un enfoque de revisión sistemático-propuesta por Kitchenhamet et al. (2009) y siguió tres etapas principales (Figura 1): (1) Planificación de la revisión; (2) Conducción de la revisión; (3) Diseminación e informe.



Figura 1. Proceso de aplicación de la revisión sistemática.  
Adaptado de Kitchenhamet et al., (2009).

La primera fase de la investigación propone alinear el tema de la investigación y elaborar el protocolo de recolección. El tema central establecido para la investigación fue identificar cuáles son los criterios de la literatura para la evaluación del desempeño de edificaciones. Basado en esta temática el protocolo de recolección fue elaborado, seleccionando 3 bases de datos internacionales: Web of Science, Scopus y Sience Direct, y una base de datos brasileña, la CAPES. En cada base de datos términos relacionados con evaluación de desempeño en construcción fueron probados. En el *string* de búsqueda se usaron los operadores lógicos booleanos AND, OR y las comillas para mayor precisión de la investigación, hasta definirse dos términos: «*building performance evaluation*» y «*building performance criteria*».

En la segunda fase de la investigación los artículos fueron seleccionados en función de la exhaustividad con el tema, es decir si el artículo tiene como esencia la definición de criterios para la evaluación del desempeño de construcciones; el período de publicación (2010-2017) y la búsqueda por artículos de *Journals*, descartando artículos de congresos. Después de esta selección fue realizada una lectura dinámica de los artículos y en esta etapa fue posible obtener más artículos por medio del referencial citado por los autores. Este proceso creó un *looping* y se detuvo solo cuando no fueron más identificados artículos aplicados a la temática. Los artículos identificados fueron organizados en una hoja de Excel. Esta técnica de búsqueda por nuevos artículos a partir de

los ya seleccionados es conocida como Muestreo bola de nieve (ABN) y fue relatada por (Biernacki y Waldorf, 1981).

Por fin, en la tercera fase de la investigación fue posible elaborar la bibliometría de los artículos y la revisión del contenido. En la primera, se buscó medir los principales aspectos relacionados a los artículos, los autores y las revistas. El mecanismo utilizado para identificar las citas de los artículos y la puntuación de las revistas fueron las plataformas “Scopus- Search for an author profile”, “Scopus- Journal Metrics” y “Scimago Journal & Country Rank”. Con base en todas las palabras clave identificadas en los artículos se creó la “nube de palabras”, utilizando el software “Word it out” online. El objetivo de esta etapa fue entender el panorama de la investigación en el mundo, identificando los principales autores y revistas. En la segunda etapa la propuesta fue compilar las informaciones presentes en los artículos, organizándolas en cuatro grupos: (1) métodos utilizados para elaboración de los criterios de desempeño; (2) conducción de los cuestionarios utilizados; (3) organización de los criterios identificados en 9 dimensiones y (4) elaboración de una tabla compilando todos los criterios identificados en las dimensiones establecidas.

### 3. RESULTADOS Y DISCUSIONES

Por medio de la revisión sistemática de la literatura las dos palabras claves seleccionadas «*building performance evaluation*» y «*building performance criteria*» fueron insertadas en las cuatro bases de datos seleccionadas: Web of Science, Scopus y Sience Direct y CAPES. En la primera ronda fueron identificados 782 artículos. Con esta muestra fueron seleccionados los artículos de 2010-2017, los artículos de *Journal* y *Journal* revisados por pares, reduciendo la muestra para 424. Con estos, una lectura dinámica fue realizada, es decir una lectura de los principales tópicos como resumen, método y resultado fue realizado, y los artículos que presentaban en su concepción la elaboración de un método de BPE y selección de criterios, fueron seleccionados. Luego la técnica de Muestreo de Bola de Nieve fue aplicada hasta el término de la identificación de artículos participantes al tema. La Tabla 1 presenta de forma detallada el procedimiento ejecutado hasta el número seleccionado de 15 artículos.

Tabla 1. Conducción de la investigación: selección de los artículos.

Palabras-Clave	Base de datos	Web of Science	Science Direct	Scopus	Portal capes	Total
	“building performance evaluation”		67	195	4	370
“building performance criteria”		27	19	2	98	146
Total de investigación sin filtro y con duplicidad						<b>782</b>
Filtros	1° Selección del año (2010-2017)					
	2° <i>Journal</i> y <i>Journal</i> (pares)	47	134	0	243	<b>424</b>
	3° Lectura dinámica: artículo posee elaboración del método de BPE y selección de los criterios de evaluación	0	4*	0	9*	9
	4° Bola de nieve (2010-2017)		19			
	5° Lectura dinámica		4			3
	6° Bola de nieve (2010-2017)		4			
	7° Lectura dinámica		4			2
	8° Bola de nieve (2010-2017)		1			
	9° Lectura dinámica		1			1
Total de investigaciones participantes						<b>15</b>

\*4 artículos iguales.

Con los 15 artículos seleccionados fue posible realizar la bibliométrica y la revisión del contenido.

### 3.1 Bibliometría

En la Tabla 2 es posible identificar el nombre de los autores, la base de datos donde el artículo fue identificado, el nombre de las revistas, el registro “DOI” y el país de origen. Las revistas que más publicaron trabajos (de 2010 hasta julio de 2017) identificando criterios de evaluación del desempeño en edificaciones fueron: Reino Unido (60%), seguido de los Países Bajos (13,33%), China, EUA, Egipto y Lituania (6,66%). Se percibe que más de 85% de las revistas de publicación son de países nórdicos.

Tabla 2. Resumen de las informaciones relativas a los 15 artículos revisados.

Nº	Autores	Base de datos					Revista	DOI	País de origen de la revista
		Science direct	Scopus	Web of Science	Capes	Bola de neve			
1	Gopikrishnan e Topkar (2017)	x			x		<i>Housing and Building National Research Center</i>	dx.doi.org/10.1016/j.hbrcj.2015.08.004	Egipto
2	Ibem et al (2013)	x			x		<i>Frontiers of architectural research</i>	dx.doi.org/10.1016/j.foar.2013.02.001	China
3	Khalil et al (2016)				x		<i>Ecological Indicators</i>	doi.org/10.1016/j.ecolind.2016.07.032	Países Bajos
4	Khan e Kotharkar (2012)	x					<i>Procedia - Social and Behavioral Sciences</i>	doi: 10.1016/j.sbspro.2012.08.052	Reino Unido
5	Steinke et al (2010)				x		<i>Health environments research &amp; design journal</i>		EUA
6	Nazeer e Silva 2016				x		<i>Built Environment Project and Asset Management</i>	doi.10.1108/BEPAM-09-2014-0049	Reino Unido
7	Talib et al 2013	x					<i>Facilities</i>	doi.org/10.1108/f-06-2012-0042	Reino Unido
8	Støre-Valen e Lohne 2016	x					<i>Facilities</i>	doi 10.1108/F-12-2014-0103	Reino Unido
9	Mohit e Azim (2012)					x	<i>Procedia- Social and Behavioral Sciences</i>	doi: 10.1016/j.sbspro.2012.08.078	Reino Unido
10	Nik-Mat et al (2011)					x	<i>Procedia Engineering</i>	doi:10.1016/j.proeng.2011.11.174	Reino Unido
11	Hashim et al (2012)					x	<i>Procedia - Social and Behavioral Sciences</i>	doi: 10.1016/j.sbspro.2012.12.231	Reino Unido
12	Lavy et al (2010)					x	<i>Facilities</i>	doi.org/10.1108/02632771011057189	Reino Unido
13	Mohit e Nazyddah (2011)					x	<i>Journal of Housing and the Built Environment,</i>	doi 10.1007/s10901-011-9216-y	Países Bajos
14	Lai e Man (2017)					x	<i>International Journal of Strategic Property Manag.</i>	doi:10.3846/1648715X.2016.1247304	Lituania
15	Elyna Myeda et al (2011)					x	<i>Journal of Facilities Management</i>	doi.org/10.1108/14725961111148090	Reino Unido

Entretanto, se aprecia por la Figura 2, que la mayor parte de las investigaciones y de los autores de las investigaciones está concentrada en los países occidentales. Malasia es el país con el mayor número investigadores.



Figura 2. Informaciones sobre el país de origen de la investigación y de los autores.

Por medio de la plataforma “Scopus- Search for an author profile”, fue posible verificar los artículos más citados y las co-citas hechas entre ellos (Tabla 3). El artículo de (Steinke et al., 2010) fue el más citado en la literatura, seguido del artículo de (Mohit e Naydaah, 2011). La Tabla 3 muestra cuantas veces los artículos fueron citados en la literatura de forma general, y donde existieron casos de citaciones entre sí.

Tabla 3. Citas y co-citas identificados en los 15 artículos revisados.

Artículos que fueron citados	Gopikrishnan e Topkar (2017)	Ibem et al (2013)	Khalil et al (2016)	Khan e Kotharkar (2012)	Steinke et al (2010)	Nazeer e Silva (2016)	Talib et al (2013)	Støre-Valen e Lohne (2016)	Mohit e Azim (2012)	Nik-Mat et al (2011)	Hashim et al (2012)	Mohit e Nazyddah (2011)	Lavy et al (2010)	Lai e Man (2017)	Elyna Myeda et al (2011)
Número de citas en la literatura	0	6	2	0	15	0	0	1	1	1	0	8	0	1	0
Steinke et al (2010)						1		1							
Lavy et al 2010					1	1		1		1				1	
Myeda et al (2011)					1			1						1	
Nik-Mat et al (2011)	1														
Mohit e Azim (2012)	1														
Ibem et al (2013)	1														

Con las plataformas “Scopus- Journal Metrics’ y “Scimago Journal & Country Rank” fue posible conocer más al respecto de las revistas identificadas. Las informaciones presentadas en la Tabla 4 hacen referencia al número de publicaciones de los años de 2015-2016, el score de cada revista según su área de registro, y su ranking e impacto en la plataforma Scopus y Scimago.

Tabla 4. Métricas de los Journals

Revistas	JCR (2017)	SJR (2015)	SJR (2016)	Cite Score	SRJ	H index	Total cites (2015)	Total cites (2016)	Documentos (2013/2015)	CiteScore Rank	Nº artículos
Frontiers of architectural research	-	0,432	0,392	0,88	0,392	10	151	112	128	37/223	1
Ecological Indicators	3,983	1,481	1,308	4,07	1308	78	5039	5218	1286	20/291	1
Built Environment Project and Asset Management	-	0,243	0,317	1,07	0,317	8	53	75	71	93/245	1
Facilities	-	0,369	0,421	1,06	0,421	25	118	148	141	14/87	3
Procedia Engineering	-	0,238	0,282	0,74	0,282	31	6130	6732	9257	108/265	1
Journal of Housing and the Built Environment	1,329	0,649	0,866	1,16	0,866	31	132	142	120	30/134	1
International Journal of Strategic Property Management	-	0,561	0,293	0,92	0,293	19	117	82	90	161/347	1
Procedia - Social and Behavioral Sciences	-	0,159	-	-	0,159	29	185	-	-	-	3
Journal of Facilities Management	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1
Housing and Building National Research Center	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1
Health environments research & design journal*	1,387	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1

\* Artículo más citado dentro da esta revisión; (SNIP)= Source-Normalized Impact per Paper; (SJR)= SCImago Journal Ranking.

Con las palabras clave identificadas en los 15 artículos seleccionados fue posible con ayuda del software “Word it out” crear la nube de palabras. Las tres palabras más destacadas por los artículos fueron en la secuencia: Performance, Building y Evaluation (Figura 3). Esa nube de palabras permite obtener un panorama de los que fue estudiado dentro de estos artículos con relación a la evaluación de edificaciones, asuntos tales como: auxilio en la toma de decisión de desarrollos;

mejoría de los procesos y de las condiciones físicas de las edificaciones. Los locales investigados: sector corporativo (escritorios); educación (escuelas y universidades). Lo que viene siendo utilizado como instrumento, tales como cuestionarios; análisis de post- ocupación, entre otros.



Figura 3. Nube de palabras-clave.

### 3.2 Revisión del Contenido

Los 15 trabajos identificados en la literatura utilizaron diversos métodos para la elaboración de los criterios de evaluación del desempeño de edificaciones. Consultando estos artículos se percibe que la revisión de la literatura fue el método usado en todos los artículos, es decir los autores buscaron explorar primero los criterios ya listados e identificados de la literatura y después pasaron, en su gran mayoría a explorar los criterios en la práctica. Los criterios fueron probados, evaluados y validados por medio de cuestionarios (67%) hechos con los usuarios y/o profesionales del área de la construcción, tales como ingenieros y arquitectos. En 30% de los cuestionarios aplicados, primero especialistas del área fueron consultados, y después los usuarios. En 20% de los cuestionarios usados apenas los especialistas fueron consultados. En los cuestionarios aplicados, la escala Likert fue el instrumento utilizado en un 50%.

La visita técnica que consiste en un análisis visual de las edificaciones y consulta de documentos, tales como proyecto y fichas técnicas, fue el método utilizado en 33% de los artículos. Ella no fue usada de forma aislada, siempre en conjunto con otros métodos. La entrevista fue utilizada en 27% de los artículos, siendo realizada con usuarios y/o con profesionales del área. El método AHP (7%) fue explorado en menor escala, aplicado en la consulta de especialistas. El panorama completo de los métodos puede ser visualizado en la Tabla 5.

Tabla 5. Métodos utilizados para la identificación de los criterios de desempeño.

Nº	Métodos						
	Literatura	Consulta especialista	cuestionario	Escala Likert	Visita técnica/ observación	Entrevista	Método AHP
1	x	x	x	x			
2	x		x	x	x		
3	x	x					x
4	x		x		x	x	
5	x	x					
6	x	x	x	x			
7	x		x				
8	x						
9	x		x	x			

10	x		x		x	x	
11	x		x		x	x	
12	x	x	x				
13	x		x	x			
14	x						
15	x				x	x	

El cuestionario fue el segundo método más utilizado por los autores para identificar los criterios necesarios para evaluar una construcción. De estos, 80% fueron aplicados, y 20% no aplicado, es decir, en el caso del 20% los autores presentan el cuestionario como referencia y como instrumento para probar los criterios, pero no lo utilizaron de hecho. En los cuestionarios aplicados, cerca de 3.196 cuestionarios fueron enviados. Solamente el trabajo de (Nik-Mat et al., 2011) envió 1.230 cuestionarios. La velocidad de respuesta varió de 20,4% a 100% en los trabajos aplicados. Para la selección de los entrevistados del cuestionario, el criterio más utilizado fue el tiempo de trabajo en el área, en el caso de los especialistas, y para los usuarios, el tiempo de uso de las viviendas. Los trabajos organizaron los criterios en dimensiones que fueron validadas. En algunos casos, los criterios fueron reorganizados después validados por los autores (Tabla 6).

Tabla 6. Resumen de los cuestionarios aplicados.

Nº	Dimensiones y criterios de desempeño	Tamaño da muestra	Respuestas por artículo	Velocidad respuesta (%)	Resultado	Aplicabilidad
1	13 dimensiones con n criterios (no detallados)				13 dimensiones	No aplicado
2	5 dimensiones con 27 criterios	670	452	67,5%	5 dimensiones	Aplicado
4	5 dimensiones con 22 criterios				5 dimensiones	No aplicado
6	7 dimensiones con 57 criterios	37 especialistas	31 especialistas	83,80%	7 dimensiones	Aplicado
7	3 dimensiones con 58 criterios	225	166 y 192	74%/85%	3 dimensiones con 11 criterios validados	Aplicado
9	4 dimensiones con 46 criterios	100	100	100%	4 dimensiones	Aplicado
10	3 dimensiones con 17 criterios	2 categorías: usuarios y equipo de construcción: 1.230	252	20,40%	3 dimensiones	Aplicado/en el detallado
11	7 dimensiones con 34 criterios	3 categorías: usuarios; público externo y equipo de construcción			7 dimensiones	Aplicado/en el detalle
12	4 dimensiones con 35 criterios	11 representantes de la industria	7	63,60%	4 dimensiones	Aplicado

13	5 dimensiones e 45 criterios	3 categorías: moradores grupos; individuales y residentes transitorios: 960	250	27,60%	5 dimensiones	Aplicado
----	------------------------------	---	-----	--------	---------------	----------

En su totalidad cada artículo ofrece una gama de criterios que deben ser analizados para evaluar el desempeño de una construcción. En algunos casos, los artículos crearon dimensiones para organizar sus criterios, en otros los artículos presentaron los criterios sin presentar un grupo específico. De esta forma, los autores de este trabajo organizaron los criterios identificados en los artículos en 9 dimensiones establecidas a partir de la lectura de los trabajos (Tabla 7).

Tabla 7. Dimensiones establecidas para organizar los criterios de evaluación del desempeño de una construcción.

Autores	Dimensiones para medir el desempeño									
	Funcional	Técnico/Mantenimiento	Ambiente (espacios/ubicación)	Financiero/Económico	Ambiental	Imagen/Apariencia estética	Relación con vecinos	Proceso	Liderazgo	Tipos de construcción
Gopikrishnan e Topkar (2017)	x	x	x							n/s
Ibem et al (2013)	x	x	x	X		x				Vivienda
Khalil et al (2016)	x	x	x							Educación
Khan e Kotharkar (2012)	x	x	x				X			Educación
Steinke et al (2010)	x	x	x	X						Saúde
Nazeer e Silva (2016)	x	x	x	X	X			x	x	Educación
Talib et al (2013)	x	x	x							Salud
Støre-Valen e Lohne (2016)	x	x	x		X					n/s
Mohit e Azim (2012)		x	x			x	X			Vivienda
Nik-Mat et al (2011)	x	x				x				Vivienda
Hashim et al (2012)	x	x	x	X		x				Vivienda
Lavy et al (2010)	x	x	x	X						n/s
Mohit e Nazyddah (2011)	x		x		x		X			Vivienda
Lai e Man (2017)	x	x		X	x					Comercial
Elyna Myeda et al (2011)	x	x	x			x				Comercial

De los artículos están preocupados en crear criterios que evalúan las construcciones de modo general. Entretanto, los otros 80% muestran que es importante establecer criterios específicos para cada tipo de construcción, en el caso: vivienda, educación, salud y comercio.

Las nueve dimensiones elaboradas envuelven el análisis de los aspectos relacionados con la condición funcional de una edificación, tales como: condición del aire, del ambiente (confort acústico y térmico), ruidos, protección contra incendio, la iluminación, entre otras; la condición

técnica envuelve la estructura de la edificación, las tuberías y servicios eléctricos, por ejemplo. La dimensión ambiente, hace referencia a los espacios (dos habitaciones) y ubicación del desarrollo; la dimensión financiera envuelve los gastos relacionados con la edificación (mantenimiento, luz, agua). La dimensión ambiental hace referencia a los índices de gastos con luz, agua y recolección de basura; la dimensión de imagen incluye la estética y apariencia de las edificaciones.

La dimensión “relación entre vecinos” presenta el contacto de los habitantes con los alrededores. La dimensión “procesos” envuelve el control y gestión de los servicios prestados dentro de un emprendimiento y por fin la dimensión liderazgo hace referencia a las instrucciones establecidas a los propietarios y funcionarios en la ocupación de la construcción. Las dimensiones más usadas durante la evaluación constructiva hacen referencia a la Funcional (93%) y a la Técnica (93%), seguida del Ambiente (88%).

Los criterios de evaluación identificados en los 15 artículos estudiados y que fueron organizados en 9 dimensiones, son presentados a continuación:

- Gopikrishnan y Topkar (2017): Confort térmico; ventilación; confort visual (iluminación natural); seguridad contra incendios, rayos, accidentes en general; confort acústico; control de agua; control de la calidad del aire; control de los servicios de agua potable y electricidad; mantenimiento de la edificación (fisuras, fugas, infiltración, humedad, cloaca); control del saneamiento básico; control de acabados internos y externos la edificación; evaluación de los espacios tales como tamaño de las áreas internas y externas, accesibilidad la conectividad de la edificación (redes), las calles alrededor, escaleras y elevadores internos de la edificación. Control de la recolección de basura y del mantenimiento de la estética de la edificación.
- Ibem et al (2013): Control visual; térmico y acústico; control de la calidad del aire; seguridad contra incendios, insectos, animales peligrosos, humedad; mantenimiento de la edificación; control de los servicios eléctricos y sanitarios; evaluación de los espacios internos, del diseño de la edificación y de su ubicación (accesibilidad para habitantes); control de los costos efectivos con la edificación; control de la apariencia estética de la construcción y de los materiales utilizados en la construcción.
- Khalil et al (2016): seguridad contra incendios; confort térmico; confort visual (iluminación artificial y natural); control de residuos; de la ventilación; confort acústico; evaluación de la estabilidad estructural; de los servicios eléctricos y sanitarios; control de los materiales de acabado; control de la limpieza de la edificación; evaluación de los tamaños de los espacios y de la circulación y evaluación de la señalización de los ambientes en la edificación.
- Khan y Kotharkar (2012): seguridad contra incendios; confort visual; evaluación de la estabilidad estructural; control de los servicios de saneamiento; evaluación del tamaño de los espacios internos; evaluación de la flexibilidad de los ambientes internos y control de la estética de la edificación.
- Steinke et al (2010): evaluación de como la edificación contribuye para el desempeño de la calidad de vida de los habitantes/trabajadores; nivel de innovación y practicidad de la edificación; nivel de gastos (energía y agua) y nivel de satisfacción de los habitantes/trabajadores.
- Nazeer y Silva (2016): control visual (iluminación natural); confort térmico; control de los equipos de seguridad, de higiene interna de la edificación; control olfativo de los ambientes; evaluación de la señalización interna y externa de los ambientes; control acústico; ventilación; mantenimiento interno de la edificación; control estructural; durabilidad de los materiales; evaluación de la accesibilidad y flexibilidad de los espacios por los habitantes; acceso que ofrece la edificación a portadores de deficiencias físicas; evaluación de la señalización de los ambientes de la edificación; evaluación de los costos relacionados con la edificación (financiamientos y mantenimiento de la edificación); control de los residuos;

evaluación de recursos existentes para auxiliar en el gerenciamiento de residuos; control de la estética de la edificación; procesos existentes, verificar conocimiento de los habitantes con relación a mantenimiento, uso de recursos; gerencia de residuos; seguridad contra incendio, entre otros y nivel de entrenamiento que los usuarios obtuvieron para hacer mantenimiento adecuado de la edificación.

- Talib et al (2013): evaluación de como la edificación contribuye para el desempeño de la calidad de vida de los habitantes/trabajadores; control de la calidad estructural y eléctrica de la edificación; accesibilidad de los espacios y evaluación de la calidad del diseño de la edificación.
- Støre-Valen e Lohne (2016): Evaluación de la funcionalidad, de la utilidad, de la flexibilidad de la edificación y de los del ambiente; acceso al servicios de electricidad, tales como cantidad de enchufes; control de los servicios eléctricos y de saneamiento; evaluación del tamaño de los espacios; ubicación de la edificación (acceso a los habitantes); áreas de entretenimiento, de estacionamiento; control de recolección de residuos y relación entre vecinos (nivel de seguridad, participación con vecinos).
- Nik-Mat et al (2011): control de calidad del aire; control visual; nivel de seguridad de la edificación; control de limpieza, de mantenimiento de la edificación interna y externa y acceso a los espacios internos y externo (estacionamiento).
- Hashim et al (2012): confort térmico, acústico, visual, ventilación; confort del ambiente; control del mantenimiento de la edificación, de los materiales utilizados en la construcción; de la limpieza; evaluación del tamaño de los espacios internos a la edificación y de su adaptabilidad a los habitantes; costos relacionados con la edificación (mantenimiento, energía; residuos, entre otros) y evaluación de la estética de la construcción.
- Lavy et al (2010): evaluación de como la edificación brinda sensación de confort a los habitantes, considerando nivel de seguridad e higiene; confort térmico, acústico, visual (iluminación natural), calidad del aire; mantenimiento de la edificación; control de los servicios sanitarios y eléctricos; evaluación del acceso de la edificación para los habitantes a nivel de ubicación, espacio de las habitaciones, estacionamiento y también del acceso a portadores de deficiencias físicas; evaluación de los gastos con mantenimiento de la edificación, energía, agua); control de recolección de residuos; control de la estética de la edificación (acabados) y relación de participación de los vecinos con la edificación.
- Mohit y Nazyddah (2011): confort acústico; ventilación; accesibilidad de los servicios de electricidad, tales como cantidad de enchufes; seguridad contra incendios; evaluación de las habitaciones (estructura física); evaluación del acceso de la edificación, tales como presencia de pasillos adecuados, escaleras, elevadores, estacionamiento; acceso a la edificación de las convivencias de la comunidad y el control de la recolección de residuos.
- Laiye Man (2017): confort térmico; visual; acústico; calidad del aire; satisfacción de los usuarios y/o de los profesionales; porcentaje de seguridad de la edificación; eficiencia de la edificación con relación al tiempo de mantenimiento; evaluación del mantenimiento preventivo y correctivo; costos efectivos con la edificación (mantenimiento, con funcionarios; seguro del local, entre otros) y control del consumo de energía por los usuarios de la edificación.
- Elyna Myeda et al (2011): Confort visual (iluminación); calidad del aire; seguridad de la edificación; control de los acabados (internos y externos) de la edificación; mantenimiento general de la edificación; control de la limpieza y de los servicios eléctricos y sanitarios; evaluación del acceso de la edificación a los habitantes, tales como escaleras, elevadores, señalización de los espacios, estacionamiento y control/mantenimiento del paisajismo y diseño de la edificación.

## 4. CONCLUSIONES

En este artículo se presentó de una forma detallada un grupo de criterios establecidos por autores para *building performance evaluation* (BPE). El enfoque de la revisión sistemática, juntamente con la técnica de Muestreo de Bola de nieve resultó en la identificación de 15 artículos. Tanto la bibliometría como el contenido de estos artículos fueron investigados. El Reino Unido es el país responsable por publicar el mayor número de trabajos en esta área, aun cuando la mayoría de las investigaciones realizadas y de los autores sea de los países de oriente como Malasia y la India. Las citas de los artículos y la puntuación de las revistas respectivas también fueron verificadas, notando que hay un número razonable de concitaciones entre los ejemplares estudiados.

Complementariamente la búsqueda en la literatura por los criterios del BPE, los artículos también utilizaron métodos prácticos, tales Los artículos muestran una preocupación en la elaboración de criterios específicos para cada tipo de construcción al contrario de establecer criterios para edificaciones de manera general. Los criterios identificados fueron agrupados en 9 dimensiones: funcional, técnico, ambiente, financiero, ambiental, imagen/apariencia física, relación con vecinos, proceso y liderazgo. Los criterios más utilizados para la evaluación de una edificación fueron los criterios enumerados en las dimensiones funcionales y técnicas, tales como: confort térmico, visual (iluminación), acústico, seguridad contra incendios, calidad del aire, mantenimiento y limpieza de las instalaciones (sanitarias y eléctricas) de la edificación.

## 5. AGRADECIMIENTOS

Esta investigación fue apoyada por el Programa de Posgraduación en Ingeniería y Construcción civil (PPGECC) en la Universidad Federal de Paraná (UFPR).

## 6. REFERENCIAS

- Biernacki, P., Waldorf, D. (1981), “*Snowball Sampling: problems and technique of chain referral sampling*”. Sociological Methods & Research, v.10, n.2, p.141-163. <https://doi.org/10.1177/004912418101000205>
- Elyna Myeda, N., Nizam Kamaruzzaman, S., Pitt, M. (2011), “*Measuring the performance of office buildings maintenance management in Malaysia*”. Journal of Facilities Management, 9(3), 181-199. <https://doi.org/10.1108/14725961111148090>
- Gopikrishnan, S., Topkar, V. M. (2017), “*Attributes and descriptors for building performance evaluation*”. HBRC Journal, Volume 13, Issue 3, December 2017, Pages 291-296. <https://doi.org/10.1016/j.hbrcj.2015.08.004>
- Hashim, A. E., Aksah, H., Said, S. Y. (2012). “*Functional assessment through post occupancy review on refurbished historical public building in Kuala Lumpur*”. Procedia-Social and Behavioral Sciences, 68, 330-340. <https://doi.org/10.1016/j.sbspro.2012.12.231>.
- Ibem, E. O., Opoko, A. P., Adeboye, A. B., Amole, D. (2013), “*Performance evaluation of residential buildings in public housing estates in Ogun State, Nigeria: Users' satisfaction perspective*”. Frontiers of Architectural Research, 2(2), 178-190. <http://dx.doi.org/10.1016/j.foar.2013.02.001>.
- Khan, S., Kotharkar, R. (2012), “*Performance evaluation of school environs: Evolving an appropriate methodology building*”. Procedia-Social and Behavioral Sciences, 50, 479-491. <http://dx.doi.org/10.1016/j.sbspro.2012.08.052>
- Khalil, N. Nawawi, A. H. (2008), “*Performance assessment of government and public buildings via post occupancy evaluation*”. Journal Asian Social Science, 4 (9), pp: 103–112. <http://dx.doi.org/10.5539/ass.v4n9p103>

- Khalil, N., Kamaruzzaman, S. N., Baharum, M. R. (2016), “*Ranking the indicators of building performance and the users’ risk via Analytical Hierarchy Process (AHP): case of Malaysia*”. *Ecological Indicators*, 71, 567-576. <http://dx.doi.org/10.1016/j.ecolind.2016.07.032>.
- Kim, S., Yang, I., Yeo, M., Kim, K. (2005), “*Development of a housing performance evaluation model for multifamily residential building in Korea*”. *Building and Environment*, Volume 40, Issue 8, pp: 1103-1116. <https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2004.09.014>
- Kitchenham, B., Brereton, O. P., Budgen, D., Turner, M., Bailey, J., Linkman, J. (2009), “*Systematic Literature Reviews in Software Engineering: a systematic literature review*”. *Information and Software Technology*, Volume 51, Issue 1, pp: 7-15. <https://doi.org/10.1016/j.infsof.2008.09.009>
- Koleoso, H., Omirin, M., Adewunmi, Y., Babawale, G. (2013), “*Applicability of existing performance evaluation tools and concepts to the Nigerian facilities management practice*”. *International Journal of Strategic Property Management*, 17(4), 361-376. doi: <https://doi.org/10.3846/1648715X.2013.861367>.
- Lai, J. H., Man, C. S. (2017), “*Developing a performance evaluation scheme for engineering facilities in commercial buildings: state-of-the-art review*”. *International Journal of Strategic Property Management*, 21(1), 41-57. <http://dx.doi.org/10.3846/1648715X.2016.1247304>.
- Lavy, S., Garcia, J. A., Dixit, M. K. (2010), “*Establishment of KPIs for facility performance measurement: review of literature*”. *Facilities*, 28 (9/10), 440-464. <https://doi.org/10.1108/02632771011057189>.
- Mohit, M. A., Azim, M. (2012), “*Assessment of residential satisfaction with public housing in Hulhumale’, Maldives*”. *Procedia-Social and Behavioral Sciences*, 50, 756-770. doi: <https://doi.org/10.1016/j.sbspro.2012.08.078>.
- Meir, I. A., Garb, Y., Jiao, D., Cicelsky, A. (2009), “*Post-occupancy evaluation: an inevitable step toward sustainability*”. *Advances in Building Energy Research* 3(1), pp:189-219. <https://doi.org/10.3763/aber.2009.0307>
- Meng, X., Minogue, M. (2011), “*Performance measurement models in facility management: a comparative study*”. *Facilities*, 29 (11/12), 472-484. <https://doi.org/10.1108/02632771111157141>.
- Nazeer, S. F; De Silva, N. (2016), “*TBPE scoring framework for tropical buildings*”. *Built Environment Project and Asset Management*, Vol. 6 Issue: 2, pp.174-186, <https://doi.org/10.1108/BEPAM-09-2014-0049>.
- Nik-Mat, N. E. M., Kamaruzzaman, S. N., Pitt, M. (2011), “*Assessing the maintenance aspect of facilities management through a performance measurement system: A Malaysian case study*”. *Procedia Engineering*, 20, 329-338. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2011.11.174>.
- Preiser, W. F. E. (1994), “*Built environment evaluation: conceptual basis, benefits and uses*”. *Journal of Architectural and Planning Research*, 11 (2), pp: 91–107.
- Steinke, C., Webster, L., Fontaine, M. (2010), “*Evaluating building performance in healthcare facilities: an organizational perspective*”. *HERD: Health Environments Research & Design Journal*, 3(2), 63-83.
- Støre-Valen, M., Lohne, J. (2016), “*Analysis of assessment methodologies suitable for building performance*”. *Facilities*, 34(13/14), 726-747.: <https://doi.org/10.1108/F-12-2014-0103>
- Talib, Y., Yang, R. J., Rajagopalan, P. (2013), “*Evaluation of building performance for strategic facilities management in healthcare: A case study of a public hospital in Australia*”. *Facilities*, Vol. 31 Issue: 13/14, pp.681-701, <https://doi.org/10.1108/f-06-2012-0042>.
- Teicholz, E. (2003), “*Rationale and challenge*”. In: Teicholz, E. (Ed.), *Facility design and management handbook*, The McGraw-Hill Companies, Inc.
- Vischer, J. C. (2008), “*Towards a user centred theory of built environment*”. *Journal Building Research & Information*. 36 (3) 231–240. <https://doi.org/10.1080/09613210801936472>

## Simulación numérica y experimento de incendio en dormitorio residencial

R. Tabaczinski<sup>1</sup> , C. Corrêa<sup>1\*</sup> , T. Ancelmo Pires<sup>1</sup> , J.J. Rêgo Silva<sup>1</sup> 

\*Autor de Contacto: [cristianocorreacbmpe@gmail.com](mailto:cristianocorreacbmpe@gmail.com)

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i1.315>

Recepción: 29/05/2018 | Aceptación: 06/11/2018 | Publicación: 30/12/2018

### RESUMEN

Este artículo presenta la simulación computacional de un incendio previamente realizado como un experimento en una habitación que reproducía un cuarto de residencia unifamiliar típicamente incendiada en la ciudad de Recife (Pernambuco - Brasil). El ensayo experimental de este incendio es presentado por Correa et al. (2017), y el estudio discutido en este artículo tiene por objetivo comparar los resultados del desarrollo de las temperaturas de los gases obtenidos a través de la simulación computacional con el software Fire Dynamics Simulator (FDS) con las medidas obtenidas en el experimento. Se ha verificado que los resultados obtenidos a través del modelo desarrollado en el FDS han sido coherentes con los obtenidos experimentalmente. Se aspira que este estudio auxilie e incentive el uso de esta herramienta en estudios de Seguridad Contra Incendios en Edificaciones (SCIE), en habitaciones e incendios en residencias.

**Palabras clave:** seguridad contra incendios en edificaciones (scie); incendios en habitaciones; incendios en residencias; simulación computacional de incendios; fire dynamics simulator.

**Citar como:** R. Tabaczinski, C. Corrêa, T. Ancelmo Pires, J. J. Rêgo Silva (2019), "Simulación numérica y experimento de incendio en dormitorio residencial", Revista ALCONPAT, 9(1), pp. 15-29, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i1.315>

<sup>1</sup> Universidade Federal de Pernambuco, 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](mailto:alconpat.int@gmail.com), Página Web: [www.alconpat.org](http://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.

## Numerical simulation and fire experiment in residential dormitory

### ABSTRACT

This article presents a computer-made simulation of a fire that had already been done by experiment in a room that reproduced a bedroom of a one-family residence, typically burned in the city of Recife (Pernambuco - Brazil). The experimental test of this fire has been presented by Corrêa *et al.* (2017), and the study presented in this article has as objective to compare the results on the development of the temperature of gases, got from the computer-made simulation with the *software Fire Dynamics Simulator (FDS)* with the values got by the experiment. We have found out that the temperature obtained through the model developed by the FDS were coherent with the ones obtained by experiment. We hope this study shall help and encourage this tool's use in studies about Buildings' Fire Prevention (BFP) in rooms and fire in residences.

**Keywords:** buildings' fire prevention (bfp); fire in rooms; fire in residences; computer-made fire simulation; *fire dynamics simulator*.

### Simulação numérica e experimento de incêndio em dormitório residencial

#### RESUMO

Este artigo apresenta a simulação computacional de um incêndio realizado experimentalmente em um cômodo que reproduziu um dormitório de residência unifamiliar tipicamente incendiada na cidade de Recife (Pernambuco – Brasil). O ensaio experimental deste incêndio é apresentado por Corrêa *et al.* (2017), e o estudo discutido neste artigo tem por objetivo comparar os resultados de desenvolvimento de temperaturas dos gases obtidos através da simulação computacional com o software Fire Dynamics Simulator (FDS) com as aferições obtidas experimentalmente. Verificou-se que os resultados de temperaturas obtidos através do modelo desenvolvido no FDS foram coerentes com os obtidos experimentalmente. Aspira-se que este estudo auxilie e incentive o uso desta ferramenta em estudos de Segurança Contra Incêndio em Edificações (SCIE).

**Palavras-chave:** segurança contra incêndios em edificações (scie); incêndios em cômodos; incêndios em residências; simulação computacional de incêndios; *fire dynamics simulator*

## 1. INTRODUCCIÓN

Los incendios son eventos trágicos que ocurren con frecuencia en Brasil y en el mundo, teniendo un gran potencial destructivo de patrimonio y de vidas. Según el estudio realizado por Corrêa *et al.* (2015) sobre la ocurrencia de incendios en la ciudad de Recife (Pernambuco – Brasil) en los años de 2011-2013, alrededor de 33% de las ocurrencias de esos eventos han sido en edificaciones. De este porcentaje, alrededor de 40% corresponde a edificaciones residenciales, siendo que la gran mayoría de esos eventos, aproximadamente 75%, ocurren en residencias unifamiliares. Según los autores, este hecho es preocupante, visto, en Brasil este tipo de edificación no posee orientaciones normativas preventivas sobre Seguridad Contra Incendios (SCI), mostrando la necesidad de inversión en investigaciones en esta área de conocimiento.

Estudios sobre el comportamiento y desarrollo de incendios en edificaciones son de suma importancia para auxiliar a los investigadores y estudiosos en la comprensión de este fenómeno. Con esos estudios es posible, entre otras cosas, estimar temperaturas y prever el movimiento del humo en edificaciones incendiadas, incluso antes de la ocurrencia del siniestro, auxiliando en el desarrollo de estrategias que visan a la protección de la vida de sus ocupantes y del patrimonio.

La simulación computacional es una herramienta que presenta grandes potencialidades en el auxilio a los estudios direccionados hacia la Seguridad Contra Incendios en Edificaciones (SCIE), proporcionando al investigador una mejor comprensión del comportamiento de este fenómeno.

Actualmente, el uso de esta herramienta es una práctica común entre los investigadores de este asunto alrededor del mundo. Sin embargo, en Brasil, la utilización de *software* para este fin todavía es poco difundida, hecho que conlleva una escasa disponibilidad de literatura para auxiliar a la comprensión y utilización de estos (TABACZENSKI, *et al.*, 2017a).

En resumen, los *software* de simulación de incendios pueden estar basados en el modelo de zonas, como los *software* OZone, desarrollado por la *University of Liège*, y el *Consolidated Model of Fire and Smoke Transport* (CFAST), desarrollado por la *National Institute of Standards and Technology* de los Estados Unidos de América (NIST/EUA), o basados en el modelo de fluidodinámica computacional (en inglés *Computational Fluid Dynamics*, CFD), como los *software* *Fire Dynamics Simulator* (FDS), también desarrollado por el NIST, y el *SMARTFIRE*, desarrollado por la *University of Greenwich*.

Entre los *softwares* de simulación de incendios, el FDS es el más utilizado en investigaciones técnico-científicas, y por consecuencia, el más rico en literatura disponible. Desde el inicio de su divulgación, en el año 2000, este ha sido ampliamente utilizado en estudios de SCIE alrededor del mundo. En Brasil, las primeras publicaciones de investigaciones realizadas con el auxilio de este *software* fechan hacia el año 2008 y poco a poco ha ganado espacio en el medio técnico-científico como herramienta para auxiliar a los estudios direccionados sea hacia el diagnóstico, sea para los pronósticos de edificaciones en situación de incendio.

Debido al conocimiento insuficiente de las propiedades de los materiales (principalmente de los materiales combustibles), y de modelos completos de pirólisis y comportamiento de combustión de esos materiales, todavía hay que mejorar las técnicas de simulación en este *software*. Así pues, los ensayos experimentales de incendio en escala completa son de suma importancia para mejorar los conocimientos acerca del comportamiento de este fenómeno, posibilitando la comparación de las medidas obtenidas con los resultados numéricos, a fin de mejorar la precisión de los modelos desarrollados (BYSTRÖM *et al.*, 2012).

A fin de demostrar algunas de las potencialidades de la utilización del FDS en el auxilio a los estudios de SCIE, este trabajo tiene por objetivo desarrollar un modelo computacional que sea capaz de reproducir el desarrollo de las temperaturas en los primeros minutos de un incendio realizado experimentalmente por Corrêa *et al.* (2017), en un cómodo que ha representado una habitación perteneciente a residencias unifamiliares típicamente incendiadas en la ciudad de Recife.

### 1.1 Revisión Bibliográfica

En el panorama mundial, diversos estudios de SCIE han utilizado ensayos experimentales para calibrar a los modelos de simulación computacional de incendios desarrollados en el FDS (McGRATTAN *et al.*, 2013; WANG *et al.*, 2016; YU LONG-XING *et al.*, 2018). Byström *et al.* (2012), han realizado un ensayo experimental de incendio con piezas de madera bajo temperatura ambiente, en un edificio de hormigón de dos pisos y, posteriormente, han desarrollado un modelo computacional de este experimento en el FDS. Los resultados experimentales del desarrollo de temperaturas han sido comparados con los resultados de las simulaciones numéricas, demostrando que el modelo desarrollado ha presentado resultados coherentes con los obtenidos experimentalmente.

Yuen *et al.* (2014) han conducido algunos ensayos experimentales de incendio en un dormitorio totalmente amueblado, y en seguida han desarrollado un modelo computacional de este escenario en el FDS. El análisis de los resultados ha demostrado que el modelo computacional ha sido capaz de proporcionar previsiones de temperatura, flujo de calor y propagación del incendio y humo coherentes con los obtenidos experimentalmente.

Entre los estudios desarrollados en Brasil, se percibe un predominio de análisis pronósticos, y hay una carencia de estudios experimentales que puedan auxiliar en la validación de los modelos computacionales desarrollados. Sin embargo, algunos estudios han utilizado ensayos

experimentales encontrados en la literatura para calibrar a los modelos desarrollados en el FDS (TABACZENSKI *et al.*, 2017a).

Centeno *et al.* (2015) han desarrollado un modelo computacional de un incendio de charco (en inglés *pool fire*) confinado a un ambiente residencial, basado en un caso experimental encontrado en la literatura. Con ese estudio, los autores han observado que el perfil de temperatura obtenido con el FDS ha tenido concordancia con los resultados experimentales, demostrando la capacidad del software de reproducir el incendio estudiado.

Tabaczenski *et al.* (2017b) han desarrollado un modelo computacional de un incendio en un compartimiento representando una oficina, basado en un ensayo experimental encontrado en la literatura. Con ese estudio los autores han constatado que el conocimiento y la aplicación de las propiedades térmicas no sólo de los materiales combustibles, sino también de los materiales incombustibles envueltos en una simulación computacional en el FDS es de suma importancia para obtener resultados coherentes con las situaciones reales. De este modo, los resultados obtenidos han demostrado que, cuando calibrados adecuadamente, los modelos desarrollados en el *software* pueden retornar previsiones confiables de desarrollo de temperaturas de los gases en escenarios de incendio.

## 2. ESTUDIO EXPERIMENTAL

El estudio experimental ha sido presentado por Corrêa *et al.* (2017). En este estudio se ha realizado un análisis de desarrollo de temperaturas resultantes de un incendio en una habitación perteneciente al piso terreo del Taller de entrenamiento de Combate a Incendio, dentro del Centro de Enseñanza e Instrucción del Cuerpo de Bomberos Militar de Pernambuco (CBMPE). Esta habitación ha sido adaptada para reproducir un dormitorio semejante a los encontrados en las residencias unifamiliares típicamente incendiadas en la ciudad de Recife, de acuerdo con la investigación de Corrêa *et al.* (2016).

La carga de incendio de esta habitación fue materializada por los muebles y objetos determinados en la investigación de Corrêa *et al.* (2016), basada en la cartografía de incendios en edificaciones en esta ciudad durante el trienio de 2011-2013 realizado por Corrêa *et al.* (2015). La Figura 1 muestra las dimensiones internas y los muebles de esa habitación.



Figura 1. Habitación incendiada en el estudio realizado por Corrêa *et al.* (2017).

Estos muebles y objetos han tenido sus dimensiones y peso medidos para que, a través del potencial calorífico de los materiales predominantes en su composición, fuera determinado el valor de la carga incendio presente en la habitación. El poder calorífico de los materiales fue obtenido a través de la CBMSC IN 003 (2014) y, con eso, se ha concluido que la carga de incendio de esta habitación fue de 499,56 MJ/m<sup>2</sup> (CORRÊA *et al.*, 2017).

La estructura de esta habitación, así como de toda la edificación, es de hormigón, el piso de concreto sencillo, y el techo de losa pre-moldada con relleno de piezas de cerámica y capa de concreto. Las paredes de la habitación son constituidas por ladrillos de cerámica no estructurales,

revestidas externamente por argamasa de cemento e internamente por diferentes materiales, siendo esos: mezcla gruesa (paredes P1 y P4), argamasa de yeso (pared P2) y argamasa de cemento (pared P3) (CORRÊA *et al.*, 2017).

La ignición del incendio se ha dado a través de un dispositivo en parafina utilizado para encender chimeneas, posicionado bajo el lecho inferior de la litera. Para medir las temperaturas se ha instalado 24 termopares tipo K, distribuidos en los muebles, centro y paredes del compartimiento, según mostrado en la Figura 2.

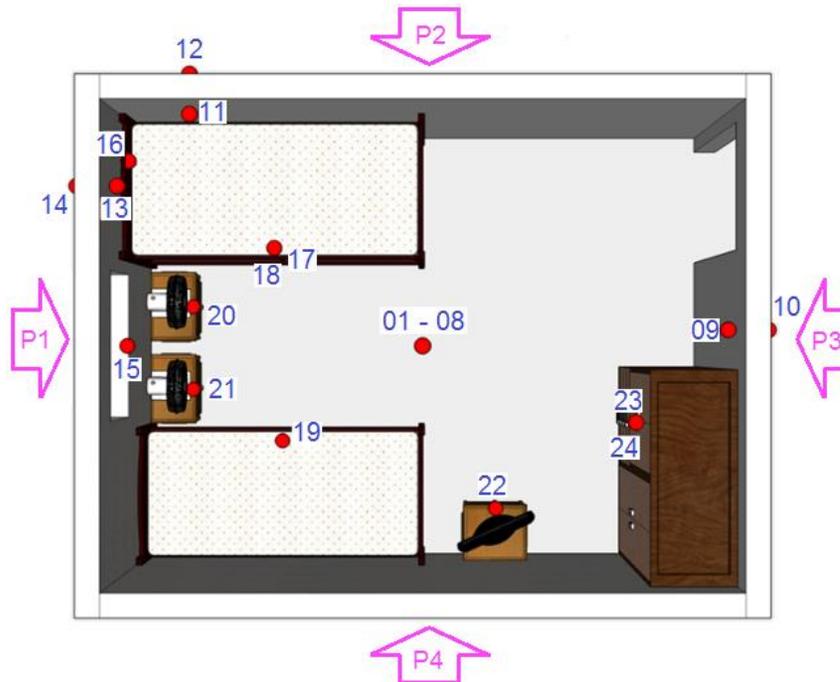


Figura 2. Distribución de los termopares en el compartimiento ensayado por Corrêa *et al.* (2017).

Durante el ensayo experimental, que ha durado 48 minutos, la ventana perteneciente a la habitación incendiada se ha quedado totalmente abierta, mientras que la puerta permaneció cerrada durante los primeros minutos, haciendo con que el incendio fuera controlado por la ventilación, y desarrollase ciclos de combustión y agotamiento. A los 18 minutos, para impedir la extinción natural del incendio, la puerta del compartimiento fue abierta, proporcionando una ventilación cruzada, llevando el flujo de calor rápidamente hacia el compartimiento adyacente al ensayado. Sin embargo, a pesar de esta estrategia, no hubo una generalización del incendio, sino que, después de algunos ciclos de combustión y agotamiento, el mismo entró en declive hasta que un equipo de Combate a Incendio del Cuerpo de Bomberos entró en el ambiente, promoviendo la extinción de las llamas restantes y el resfriamiento de las paredes (CORRÊA, *et al.* 2017).

### 3. MODELO COMPUTACIONAL DESARROLLADO EN EL FDS

El desarrollo del modelo computacional en el FDS se ha hecho con el objetivo de reproducir en la mejor forma posible el ensayo experimental realizado por Corrêa *et al.* (2017). Los parámetros de entrada y estrategias adoptadas para desarrollar el modelo se han basado en la cronología del evento, geometría y especificidades de la edificación, observación de las condiciones ambientales y normas técnicas pertinentes.

El FDS es un *software* de simulación de incendio basado en el modelo CFD que, entre otras cosas, permite obtener las temperaturas de los gases y en objetos sólidos, además de representar gráficamente el comportamiento de la propagación de incendios y el movimiento del humo en toda la edificación simulada. En este *software* es posible simular varias habitaciones a la vez,

permitiendo realizar análisis no tan solo en la habitación incendiada, sino también en las adyacentes al mismo tiempo. De esta forma, para realizar un análisis más próximo a la realidad, todo el piso terreo de la edificación utilizada para realizar el estudio experimental ha sido considerado en el modelo computacional desarrollado en el FDS. La Figura 3 muestra el bosquejo esquemático del piso terreo de la edificación donde ha ocurrido el ensayo experimental.

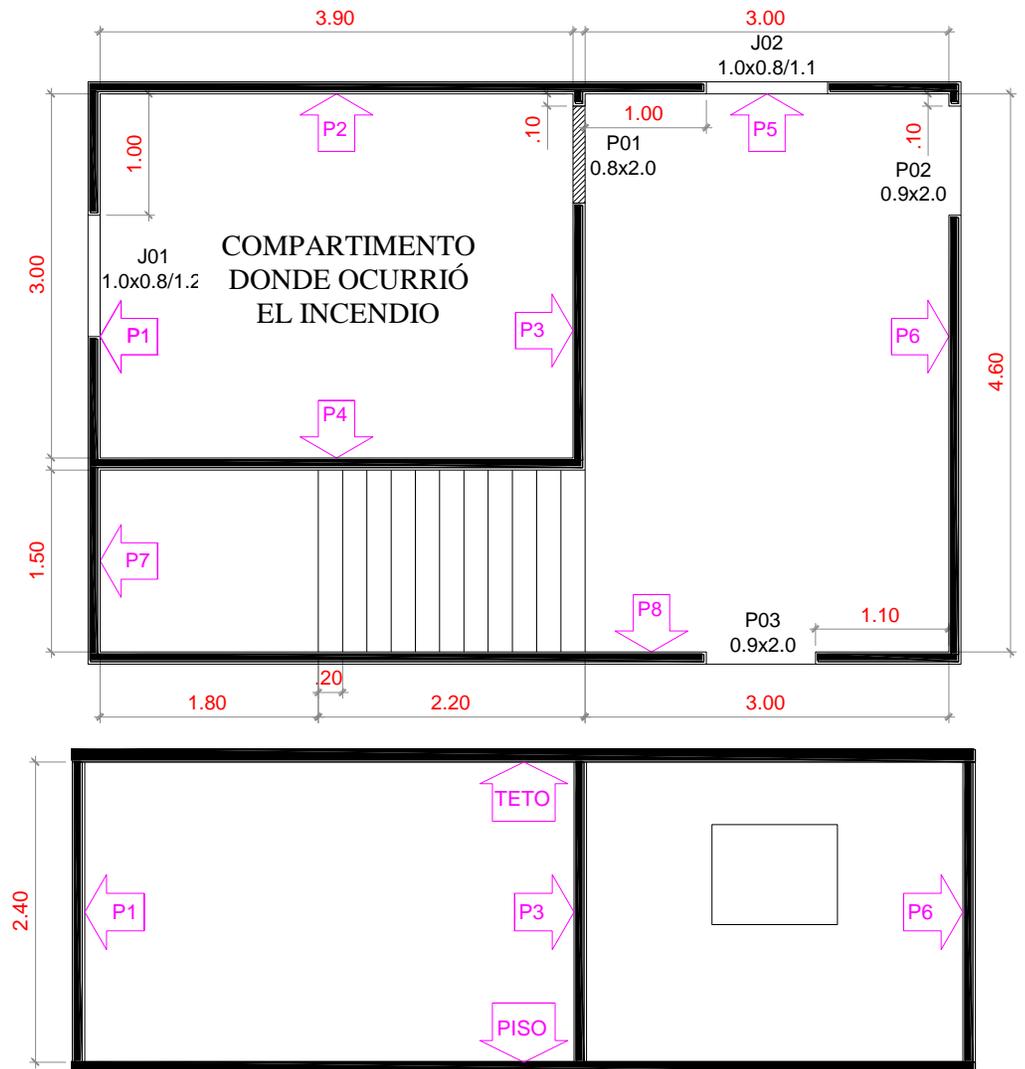


Figura 3. Bosquejo esquemático del piso terreo de la edificación donde ha ocurrido el ensayo experimental.

Según la orientación de McGrattan *et al.* (2016), y con el intuito de analizar el flujo de humo a través de las aberturas hacia el exterior, se ha considerado un dominio computacional que ha extrapolado algunos metros más allá de las dimensiones del piso (Figura 3), con las siguientes dimensiones: 10.0 m (eje x) x 7.5 m (eje y) x 4.0 m (eje z), con una malla cúbica de 10 cm, totalizando 300,000 elementos. Con eso, todas las geometrías del modelo (paredes, techo, piso, puertas, ventanas, escaleras y material combustible) han tenido sus dimensiones y posicionamiento ajustado, para que sus bordes fueran múltiplos de 10 cm, ocupando siempre un elemento entero en el dominio computacional.

En los extremos máximos y mínimos de los ejes x e y, y en el extremo máximo del eje z, fueron creadas superficies abiertas, denominadas OPEN VENTS, indicando una abertura hacia el exterior del dominio computacional, garantizando que haya comunicación entre los ambientes interno y externo del dominio, y alimentación del incendio con oxígeno.

Como parámetros ambientales iniciales, han sido considerados: temperatura ambiente de 29.50°C, de acuerdo con las lecturas obtenidas por Corrêa *et al.* (2017); presión atmosférica al nivel del mar de 101 325 Pa; humedad relativa del aire de 80% y velocidad del viento de 3.0 m/s, tal como ocurrió en el día del ensayo experimental con lo indicado por INMET (2017).

Con la ausencia de parámetros indicados por Corrêa *et al.* (2017), las propiedades térmicas atribuidas a las paredes, techo y piso de la edificación, con excepción de la Emisividad, que tuvo su valor adoptado, han sido definidas de acuerdo con las indicaciones de la norma ABNT NBR 15220-2 (2005). Estas propiedades, que han sido asumidas como constantes durante la simulación, son presentadas en la Tabla 1.

Tabla 1. Propiedades térmicas de los materiales incombustibles utilizados en las simulaciones computacionales.

Material	Densidad (kg/m <sup>3</sup> )	Conductividad térmica (W/m.K)	Calor específico (kJ/kg.K)	Emisividad
Ladrillo Cerámico	1400	0.90	0.92	0.90
Mortero de Yeso	1200	0.70	0.84	0.90
Mortero de Cemento	2000	1.15	1.00	0.90
Concreto	2300	1.75	1.00	0.90
Acero	7800	55.00	0.46	0.70

Análogamente a lo ocurrido en el ensayo experimental en estudio, en la simulación realizada computacionalmente las paredes de la habitación han sido consideradas con distintos revestimientos internos. Debido a la imposibilidad de representar la rugosidad proveniente de la mezcla gruesa, este fue descrito en el *software* como siendo una camada de argamasa de cemento con espesura más pequeña que las demás camadas compuestas por ese material. Las espesuras y materiales que han formado a las camadas de las paredes, techo y piso, son mostradas en la Tabla 2.

De esta tabla, Camada 1 es la camada interna, Camada 2 es la camada intermediaria, y Camada 3 es la camada exterior del compartimiento. Las demás paredes de la edificación han sido asumidas con las mismas características de la pared P3. Se resalta que estas espesuras son independientes de las dimensiones de la malla adoptada.

En la ausencia de parámetros indicados por Corrêa *et al.* (2017) y, debido a la dificultad para obtener propiedades térmicas de todos los materiales combustibles presentes en el ensayo experimental, para modelar el incendio en la habitación se ha considerado una estrategia simplificada, donde la carga de incendio fue materializada por vigas de madera, distribuidas en el ambiente conforme la distribución de los muebles y objetos del ensayo experimental, cuyas propiedades térmicas han sido: Densidad, Conductibilidad térmica, Calor específico, con valores respectivos de 400 kg/m<sup>3</sup>, 0.12 W/m.K y 1.34 kJ/kg.K, definidos conforme las indicaciones de la ABNT NBR 15220-2 (2005); Emisividad, con valor adoptado de 0.9; Poder Calorífico de 17500 kJ/kg, definido conforme las indicaciones del NP EN 1991-1-2 (2010); Temperatura de ignición de 210 °C, conforme el estudio realizado por Figueroa & Moraes (2009); Tasa de liberación de calor de 100 kW/m<sup>2</sup>, conforme el estudio de Rocha (2014).

Tabla 2. Espesura y materiales de las capas de las paredes, techo y piso del compartimiento simulado.

Lado	Capa 1		Capa 2		Capa 3	
	Espesor (cm)	Material	Espesor (cm)		Espesor (cm)	Material
Pared P1	‘	Mortero de Cemento	10.0	Pared P1	‘	Mortero de Cemento
Pared P2	2.5	Mortero de Yeso	10.0	Pared P2	2.5	Mortero de Yeso
Pared P3	2.5	Mortero de Cemento	10.0	Pared P3	2.5	Mortero de Cemento
Pared P4	1.0	Mortero de Cemento	10.0	Pared P4	1.0	Mortero de Cemento
Techo	7.0	Ladrillo Cerámico	3.0	Techo	7.0	Ladrillo Cerámico
Piso	10.0	Concreto		Piso	10.0	Concreto

La geometría del modelo desarrollado para simulación computacional del incendio en el FDS es presentada en la Figura 4.

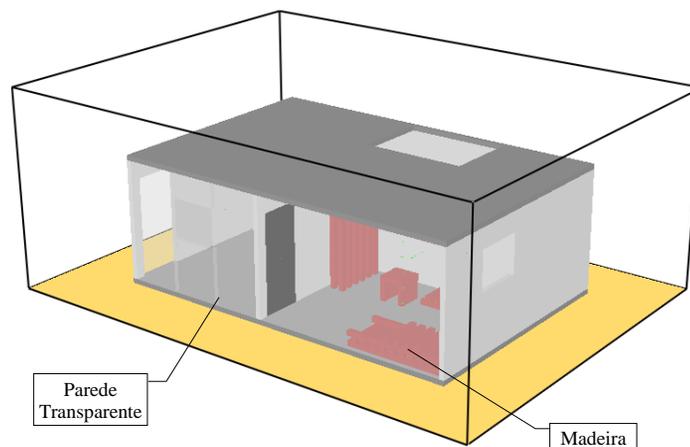


Figura 4. Modelo desarrollado en el FDS.

En las simulaciones de incendios hechas en el FDS, es necesaria la definición de una reacción del combustible gaseoso que actuará como un sustituto para todas las fuentes de combustible en potencial. Caso esta reacción no esté definida en la biblioteca standard del *software*, el usuario puede especificar la formulación química del combustible junto con los rendimientos de CO, hollín, y otros parámetros referentes al mismo (McGRATTAN *et al.*, 2016). En el modelo desarrollado en este estudio, el combustible de madera fue representado por la formulación química  $\text{CH}_{1.7}\text{O}_{0.74}\text{N}_{0.002}$ , con rendimientos de monóxido de carbono y hollín de 0.004 kg/kg y 0.015 kg/kg respectivamente. Estos rendimientos son expresados en cantidad de monóxido de carbono y hollín emitidos por unidad de masa de combustible consumido (WEINSCHEK *et al.*, 2014).

Para considerar la ignición del incendio que se ha dado a través del dispositivo de parafina en el ensayo experimental de Corrêa *et al.* (2017), se ha utilizado un quemador posicionado análogamente al dispositivo en el ensayo experimental. Este quemador fue desactivado después de 150 segundos, liberando aproximadamente 0.06% de la carga de incendio total, y tuvo la función de tan solo iniciar el incendio. Con eso, el aumento de temperatura ha generado una reacción en cadena, provocando la propagación del fuego a través de la quema de las vigas de madera que entran en combustión después de atingir su respectiva temperatura de ignición.

Para obtener lecturas de las temperaturas desarrolladas durante el incendio, fueron inseridos algunos medidores, posicionados análogamente a los termopares en el ensayo experimental (véase Figura 2). Fueron considerados los siguientes termopares: 01 – 08 (gases en el centro de la habitación), 09 y 10 (caras interna y externa de la pared P3), 11 y 12 (caras interna y externa de la pared P2), y 13 y 14 (caras interna y externa de la pared P1).

Así como en el ensayo experimental, en esta simulación computacional la ventana de la habitación incendiada fue considerada abierta durante toda la simulación, mientras que la puerta fue abierta solamente a los 18 minutos. En este intervalo de tiempo, entre el inicio del incendio y la abertura de la puerta, en el ensayo experimental las temperaturas máximas variaron entre 600 °C y 800 °C. Bajo estas condiciones de temperatura, la integridad de la vida humana ya se habría corrompido. Así pues, en la comparación de los resultados obtenidos, este estudio se ha detenido en los minutos iniciales del incendio, hasta la abertura de la puerta, como es presentado a continuación.

#### 4. RESULTADOS

Así como en el ensayo experimental, en la simulación computacional realizada a través del *software* FDS (hasta 18 minutos) no ha habido generalización del incendio (*Flashover*). Eso se debe al agotamiento de oxígeno en el ambiente, visto que, con la puerta cerrada no ha habido ventilación cruzada que pudiera proporcionar el suministro de la cantidad suficiente del comburente para el desarrollo del fuego. De esta forma, como se puede observar en la Figura 5, el fuego ha quedado restringido a las vigas de madera que representaron la litera, presente en el ensayo experimental. En esta figura, el humo ha sido ocultado para efecto de visualización sólo del fuego.

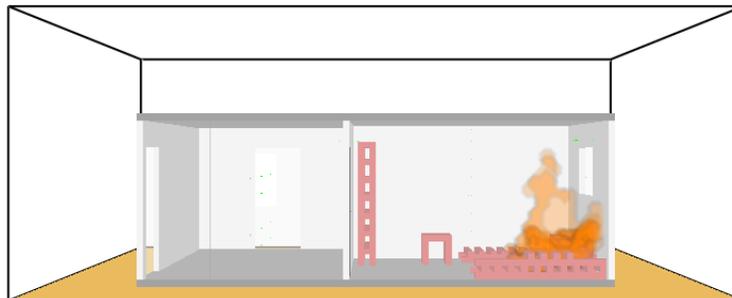


Figura 5. Simulación computacional en el FDS – Propagación del fuego.

Así como en el ensayo experimental, se ha observado que en menos de 5 minutos la habitación fue totalmente tomada por el humo, como se puede observar en la Figura 6.

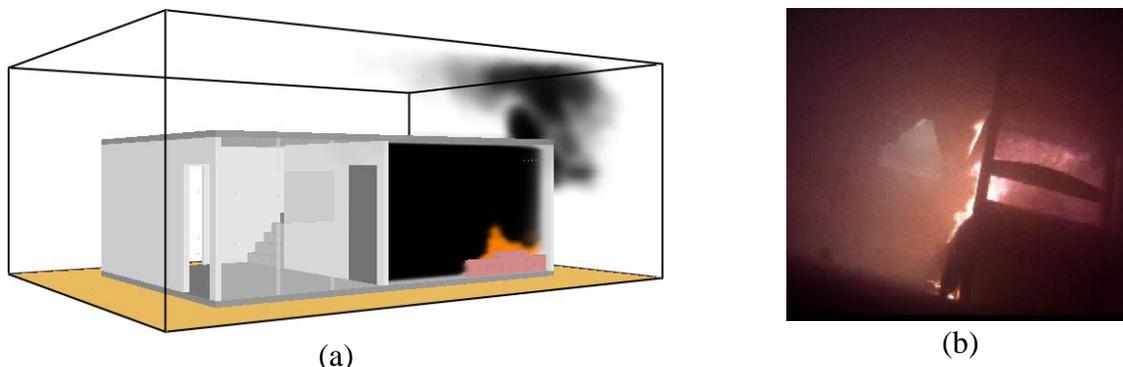


Figura 6. Propagación del humo a los 4 minutos de incendio: (a) Simulación computacional en el FDS; (b) Ensayo experimental de Corrêa *et al.* (2017).

En la simulación computacional no se ha observado los ciclos de combustión y exhaustión como en el ensayo experimental presentado por Corrêa *et al.* (2017). A pesar de eso, de un modo general, se ha observado que las temperaturas obtenidas con el modelo desarrollado han sido próximas a las temperaturas medias obtenidas en el ensayo experimental. En la Figura 7 son presentadas las temperaturas de los gases obtenidas a través del termopar 08, posicionado apenas abajo del techo del compartimiento (camada superior), en la simulación computacional en el FDS y en el ensayo experimental.

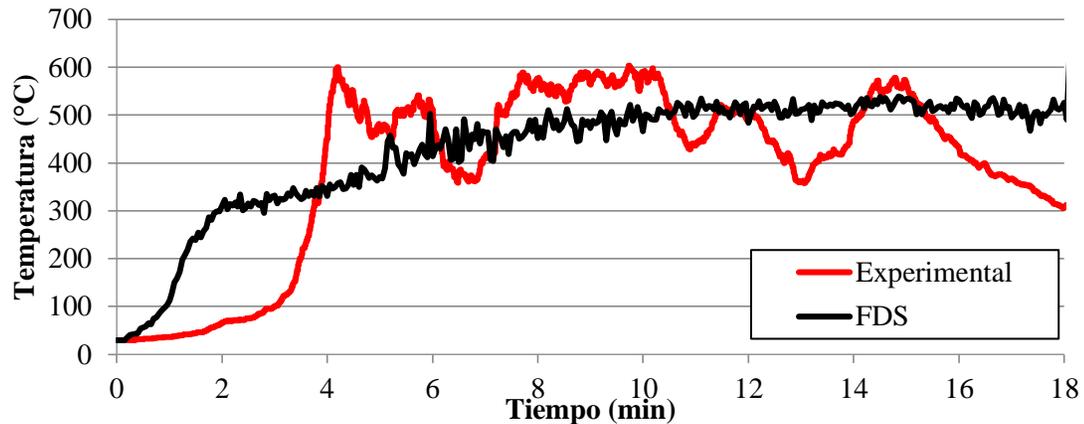


Figura 7. Temperaturas de los gases en la camada superior del compartimiento (termopar 08).

En la simulación computacional se observa un rápido crecimiento de las temperaturas hasta los 2 minutos, llegando a 300 °C; en seguida, el crecimiento ocurre más lentamente, hasta llegar a la base de 500 °C a los 6 minutos. En el ensayo experimental, este crecimiento repentino ocurre entre 2 y 4 minutos, hasta que la habitación sea tomada por el humo, promoviendo una saturación gaseosa en el ambiente. Después de eso comienzan los ciclos de combustión y agotamiento, culminando en picos de hasta 600 °C y valles de 360 °C de temperatura.

Este comportamiento se repite en todos los puntos de medición en el centro de la habitación. En la Figura 8 son presentadas las temperaturas de los gases obtenidas a través del termopar 04, posicionado a una altura de 120 cm del piso del compartimiento (camada intermediaria).

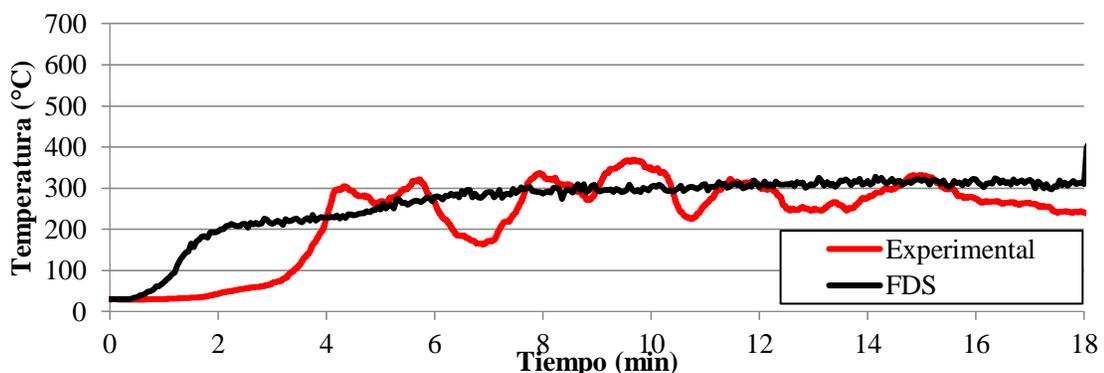


Figura 8. Temperaturas de los gases en la camada intermediaria del compartimiento (termopar 04).

En la camada intermediaria del compartimiento las diferencias en los resultados experimental y computacional se vuelven más discretas. Se observa que en el ensayo experimental la temperatura máxima es atingida a los 10 minutos, con valor de 360 °C. En este mismo momento, en la simulación computacional la temperatura medida es de 300 °C.

En la camada más inferior del compartimiento, los valores se invierten. En este punto las temperaturas medidas a través de la simulación computacional se vuelven mayores que las medidas

experimentalmente, aun así, la diferencia entre esos valores se mantiene siempre entre 50 °C y 100 °C. En la Figura 9 se presenta a las temperaturas de los gases obtenidas a través del termopar 01, posicionado a una altura de 30 cm desde el piso del compartimiento (camada inferior).

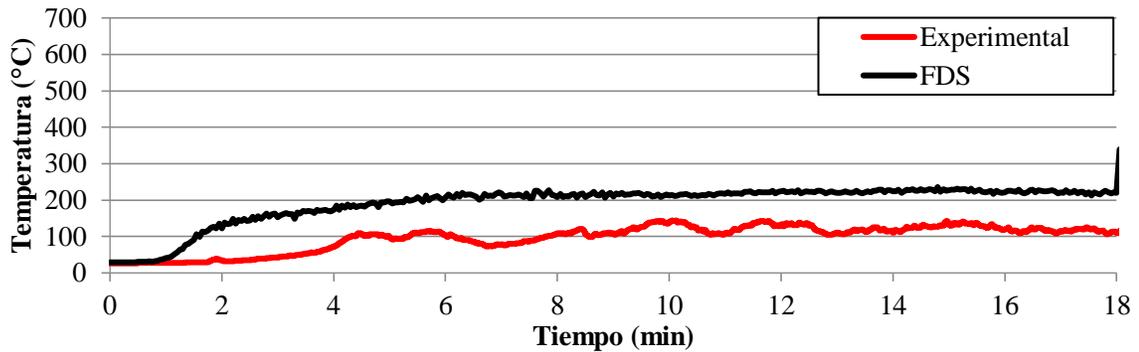


Figura 9. Temperaturas de los gases en la camada inferior del compartimento (termopar 01).

Como visto a través de las Figuras 7, 8 y 9, la simulación computacional ha presentado resultados de temperaturas más homogéneas a lo largo de la altura del compartimento. Desde estos resultados se puede delinear algunos perfiles de temperatura obtenidos en el centro del compartimento estudiado, como mostrado en la Figura 10.

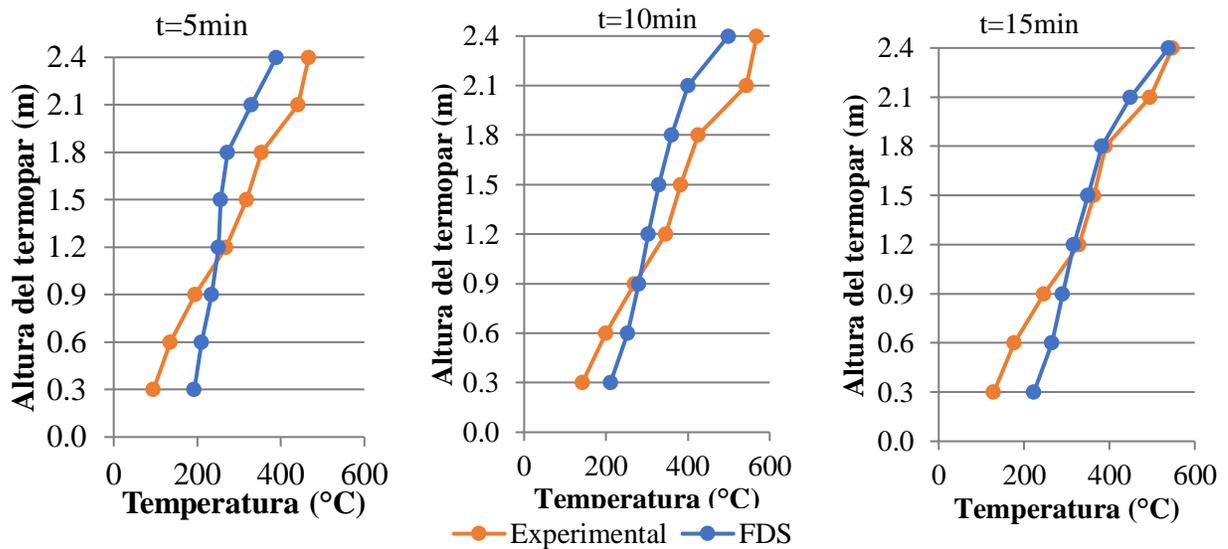


Figura 10. Perfiles de temperatura en el centro de la habitación (termopares 01 a 08).

Se observa que en las capas inferiores de la habitación los resultados de temperaturas obtenidas a través de la simulación computacional en general han sido más altas que las obtenidas experimentalmente.

En las capas superiores, en cambio, ese comportamiento es al revés, o sea, los resultados obtenidos experimentalmente han sido, en general, más altos que los obtenidos a través de la simulación computacional.

A pesar de la simulación computacional proporcionar un gradiente de temperaturas menos expresivo, es evidente la diferencia entre las alturas analizadas. A los 15 minutos de simulación, la camada más inferior del compartimento (a 30 cm desde el piso) se encuentra a 220 °C, mientras que la camada más superior (próxima al techo, a 240 cm desde el piso) se encuentra a 540 °C, comportamiento típico a causa de la convección de gases calientes en el ambiente.

La Figura 11 muestra el perfil de temperaturas en plano XZ de la habitación computacional, en el centro de la habitación incendiada, a los 15 minutos de simulación.

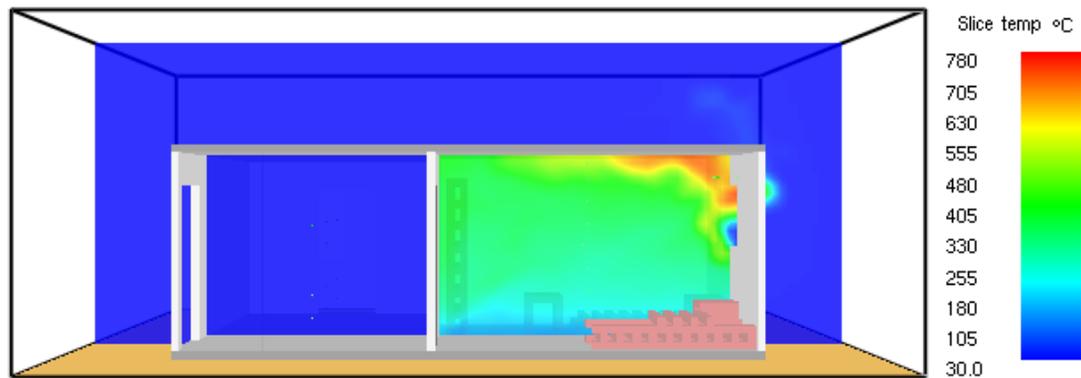


Figura 11. Perfil de temperaturas en el plano XZ en el centro de la habitación (Tiempo = 15 min).

A través de este perfil es posible visualizar el gradiente de temperaturas desarrollado en todo el plano XZ en la habitación en consecuencia de la convección de los gases del ambiente. Queda evidente que las temperaturas máximas ocurren próximo a la ventana que estaba abierta. En este mismo local también es posible visualizar una pequeña entrada de aire fresco proveniente del exterior de la edificación.

En lo que se refiere a las temperaturas medidas en las caras de las paredes, debido a las incertezas de las medidas, se ha posicionado termopares análogamente al ensayo experimental, proporcionando la medida de temperaturas que, de hecho, han sido absorbidas por las paredes a través de la radiación térmica del incendio, y complementariamente se ha posicionado termopares alejados algunos centímetros de las caras de estas, proporcionando la medición de temperaturas en los gases próximos a las mismas.

En el análisis de los resultados se ha constatado que las temperaturas capturadas en la simulación computacional que más se acercan a las obtenidas experimentalmente han sido aquellas medidas en los gases más cercanos a las paredes y no a las caras de estas. La Figura 12 muestra el desarrollo de temperaturas medidas en la pared P3, cuyo revestimiento interno era de argamasa de cemento.

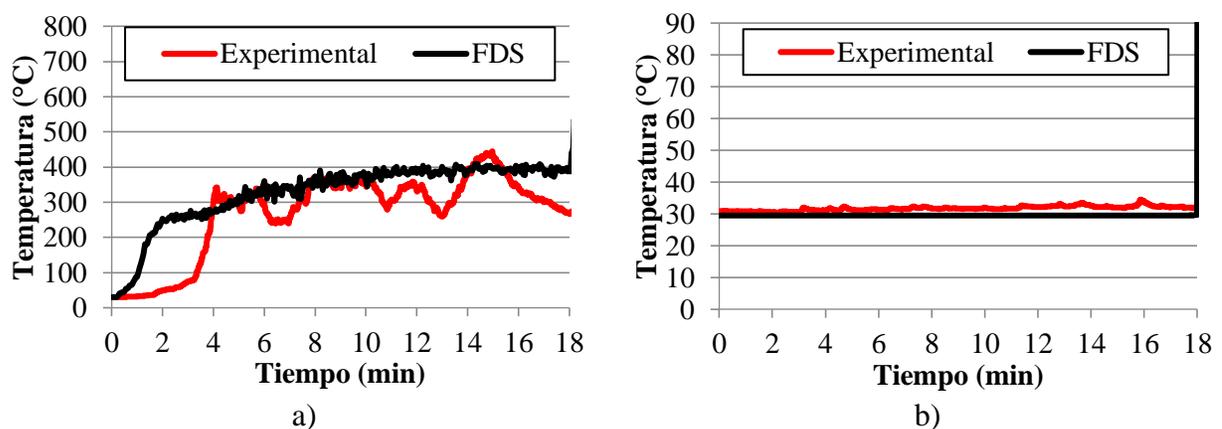


Figura 12. Temperaturas medidas en la pared P3: (a) cara interna (termopar 09); (b) cara externa (termopar 10).

En la cara interna de la pared (cara expuesta al incendio), las temperaturas máximas desarrolladas han sido de 400 °C, valor bien próximo al obtenido experimentalmente. En la cara externa de la pared, las temperaturas medidas, tanto computacionalmente cuanto experimentalmente, no pasan de 35 °C.

Las Figuras 13 y 14 muestran el desarrollo de temperaturas medidas en las paredes P2 y P1, cuyo revestimiento interno fue argamasa de yeso y mezcla gruesa, respectivamente.

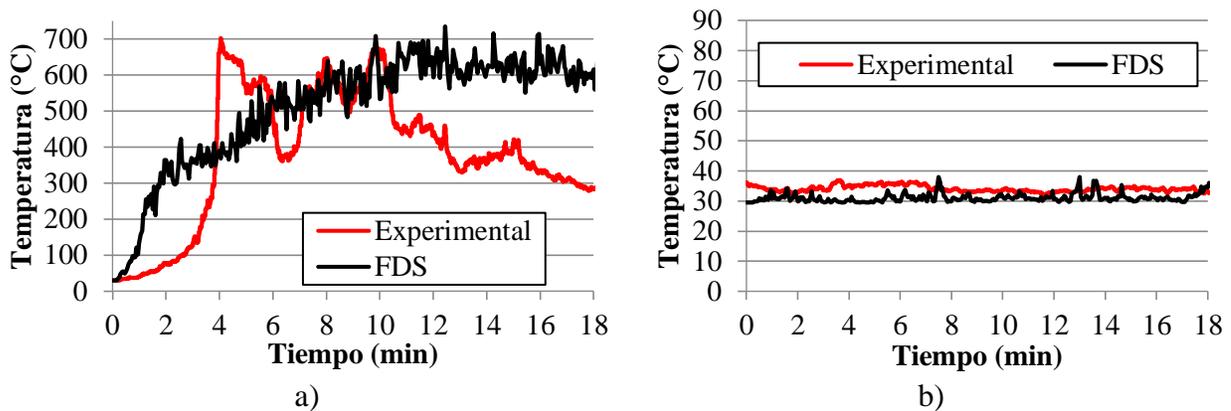


Figura 13. Temperaturas medidas en la pared P2: (a) cara interna (termopar 11); (b) cara externa (termopar 12).

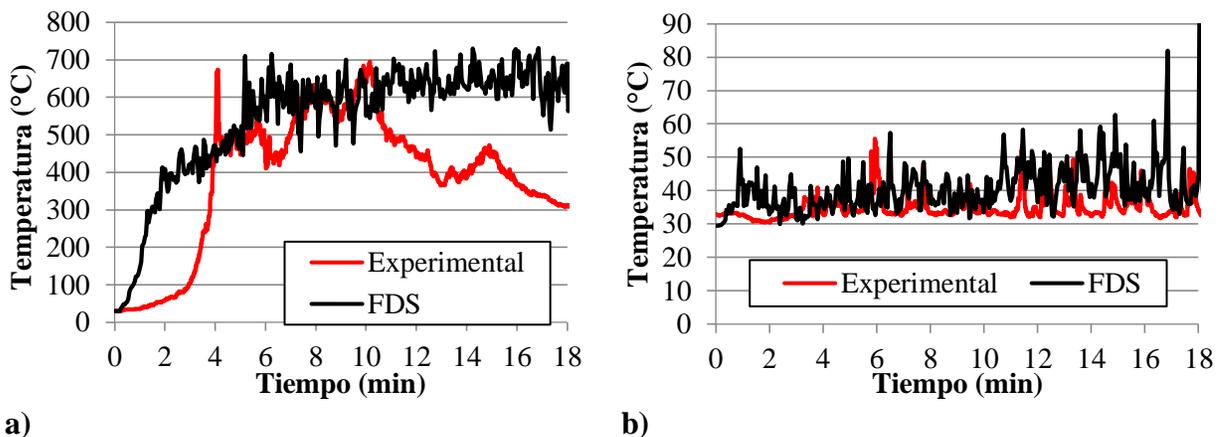


Figura 14. Temperaturas medidas en la pared P1: (a) cara interna (termopar 13); (b) cara externa (termopar 14).

En las caras internas de las paredes (caras expuestas al incendio), las temperaturas máximas desarrolladas fueron cerca de 700 °C, valor bastante cercano al obtenido experimentalmente. En estas medidas se nota una oscilación más grande en los resultados en las caras externas de las paredes, especialmente en la pared P1. Este hecho se justifica por los termopares estar posicionados cerca de la ventana de la habitación. Así, pues, debido a la incidencia del viento en el local, este instrumento midió temperaturas venidas de la convección de los gases que han salido de la habitación.

En la cara externa de la pared P2 las temperaturas medidas, tanto computacionalmente cuanto experimentalmente, no pasan de 38 °C. En la pared P1 la diferencia entre los resultados fue un poco más grande: en el ensayo experimental la temperatura máxima registrada fue de 65 °C, mientras que en la simulación computacional ese valor fue 82 °C.

## 5. CONCLUSIONES

Este estudio ha presentado la simulación computacional de un incendio en habitación de residencias unifamiliares típicamente incendiadas en la ciudad de Recife (Pernambuco, Brasil), cuyo ensayo experimental fue presentado por Corrêa *et al.* (2017).

La simulación computacional fue realizada a través del *software* FDS, y tuvo por objetivo el análisis del desarrollo de las temperaturas en la habitación incendiada. Delante de los resultados presentados, se puede enumerar las siguientes conclusiones:

- Así como en el ensayo experimental, no hubo generalización del incendio, debido al agotamiento del oxígeno en el ambiente.
- La simulación computacional no ha presentado a los ciclos de combustión, producción intensa de gases y exhaustivos como en el ensayo experimental. La ocurrencia de este comportamiento ha levantado dos hipótesis: (1) la admisión de estrategias simplificadas para el desarrollo de los modelos no contempla todos los fenómenos ocurridos en el ensayo experimental. Se subraya que en el FDS hay la posibilidad de inserción de inúmeras propiedades fisicoquímicas de los materiales, que permiten una caracterización más fiel de estos en una simulación computacional. Sin embargo, esas propiedades son difíciles de obtener, haciendo tal refinamiento también difícil de ser ejecutado; (2) el modelo de combustión del FDS no es adecuado para escenarios en que hay ausencia de oxígeno en el compartimento, llevando la simulación computacional bajo esta condición a desarrollar un comportamiento distinto del ensayo experimental.
- En las capas inferiores de la habitación, los resultados de temperaturas obtenidas a través de la simulación computacional generalmente han sido más altos que los obtenidos experimentalmente. En cambio, en las capas superiores, los resultados obtenidos experimentalmente han sido generalmente más altos que los obtenidos a través de la simulación computacional;
- Las temperaturas máximas desarrolladas en el incendio han ocurrido próximas a la ventana de la habitación, siendo esta la única fuente de suministro de comburente al incendio en los 18 minutos iniciales del ensayo experimental;
- En el centro de la habitación, la temperatura más alta medida fue 530 °C, próxima al techo (a 240 cm desde el piso), a los 15 minutos de simulación.
- En las paredes, las temperaturas más altas medidas han sido de aproximadamente 730 °C después de 10 minutos de simulación, en las caras internas de las paredes P1 y P2. Este comportamiento ya era esperado, pues estas eran las más próximas al foco inicial del incendio;
- A pesar de la estrategia simplificada adoptada, las temperaturas desarrolladas han quedado próximas a las temperaturas medias obtenidas en el ensayo experimental, mostrando que, a pesar de no reproducir fielmente el comportamiento ocurrido en el incendio real, el modelo desarrollado fue capaz de presentar resultados coherentes con las temperaturas desarrolladas durante el incendio.

#### 4. AGRADECIMENTOS

Los autores dan gracias a la Coordinación de Perfeccionamiento de Personal de Nivel Superior (CAPES) por el incentivo de esta investigación.

#### 5. REFERENCIAS

- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2005), *ABNT NBR 15220-2:Desempenho térmico de edificações - Parte 2: Métodos de cálculo da transmitância térmica, da capacidade térmica, do atraso térmico e do fator solar de elementos e componentes de edificações*. Rio de Janeiro.
- Byström, A.; Cheng, X., Wickström, U., Veljkovic, M. (2012), *Full-scale experimental and numerical studies on compartment fire under low ambient temperature*. Building and Environment, v.51, p. 255-262.

- Centeno, F. R., Cassol, F., Rodrigues, E. E. C. (2015), *Validação de modelagem numérica empregando o Software Fire Dynamics Simulator para um ambiente habitacional em situação de incêndio*. In: 3º Congresso Ibero-Latino-Americano sobre Segurança Contra Incêndios (3º CILASCI), Porto Alegre – RS (Brasil).
- Corrêa, C., Silva, J. J. R., Oliveira, T. A. C. P., Braga, G. C. (2015), *Mapeamento de Incêndios em Edificações: um estudo de caso na cidade do Recife*. Revista de Engenharia Civil IMED, Passo Fundo – RS (Brasil), v.2 n.3, p. 15-34.
- Corrêa, C., Silva, J. J. R., Pires, T. A., Braga, G. C., Melo, I. A. V. (2018), *Edifício Modal: Uma representação para o Estudo de Incêndios na cidade de Recife*. Revista Cientec, Recife – PE (Brasil), v.10, n.2, p.01-10.
- Corrêa, C., Braga, G. C., Junior, J. B., Silva, J. J. R., Tabaczinski, R., Pires, T. A. (2017), *Incêndio em compartimento de residência na Cidade do Recife: Um estudo experimental*. Revista ALCONPAT, Mérida – Yucatán (México), v.7 n.3, p. 215-230
- Figueroa, M. J. M., Moraes, P. D. (2009), *Comportamento da madeira a temperaturas elevadas*. Ambiente Construído, Porto Alegre – RS (Brasil), v. 9, n. 4, p. 157-174.
- Instituto Nacional de Meteorologia – INMET (2017), *Estações automáticas - gráficos*. Brasil. Disponível em: <[http://www.inmet.gov.br/portal/index.php?r=home/page&page=rede\\_estacoes\\_auto\\_graf](http://www.inmet.gov.br/portal/index.php?r=home/page&page=rede_estacoes_auto_graf)>. Acessado em: 20 mar. 2017.
- McGrattan, K. B., McDermott, R. J., Weinschenk, C. G., Forney, G. P. (2013), *Fire dynamics simulator, technical reference guide*. Special Publication (NIST SP) – 1018, <https://dx.doi.org/10.6028/NIST.sp.1018>
- McGrattan, K., Hostikka, S., McDermott, R., Floyd, J., Weinschenk, C., Overholt, K. (2016), *Fire Dynamics Simulator – User’s Guide: Sixth Edition*. NIST – Special Publication 1019: National Institute of Standards and Technology – NIST & Technical Research Centre of Finland – VTT, Maryland (EUA).
- Norma Portuguesa (2010), *NP EN 1991-1-2: Acções em estruturas Parte 1-2: Acções gerais Acções em estruturas expostas ao fogo*. Caparica (Portugal).
- Rocha, M. A. F. (2014), *Determinação experimental de propriedades de combustão de madeiras maciças brasileiras*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ, Rio de Janeiro – RJ (Brasil), pp. 147.
- Tabaczinski, R., Corrêa, C., Santos, M. M. L., Pires, T. A. C., Silva, J. J. R. (2017), *Aplicação do Software Fire Dynamics Simulator (FDS) no Estudo da Segurança Contra Incêndios (SCI) no Brasil*. Revista Flammae, Recife – PE (Brasil), v.3, n.7, p.87-116, 2017.
- Tabaczinski, R., Pires, T. A. C., Silva, J. J. R., Negreiros, R. (2017), *Simulação computacional de um incêndio natural compartimentado: validação com um estudo experimental*. In: 4º Congresso Ibero-Latino-Americano sobre Segurança Contra Incêndios (4º CILASCI), Recife – PE (Brasil).
- Wang, X., Fleischmann, C., Spearpoint, M. (2016), *Assessing the influence of fuel geometrical shape on fire dynamics simulator (FDS) predictions for a large-scale heavy goods vehicle tunnel fire experiment*. Case Studies in Fire Safety, v. 5, p. 34-41.
- Weinschenk, C. G., Overholt, K. J., Madrzykowski, D. (2014), *Simulation of an Attic Fire in a Wood Frame Residential Structure -Chicago, IL*. NIST – Technical Note 1838: National Institute of Standards and Technology (EUA), pp. 39.
- Yu, L.-X., Beji, T., Maragkos, G., Liu, F., Weng, M.-C., Merci, B. (2018), *Assessment of Numerical Simulation Capabilities of the Fire Dynamics Simulator (FDS 6) for Planar Air Curtain Flows*. Fire Technology, Volume 54, Issue 3, pp 583–612, <https://doi.org/10.1007/s10694-018-0701-7>
- Yuen, A. C. Y., Yeoh, G. H., Alexander, R., Cook, M. (2014), *Fire scene reconstruction of a furnished compartment room in a house fire*. Case Studies in Fire Safety, v.1, p. 29-35.

## Influencia del anclaje en la resistencia a la flexión de vigas reforzadas con mantas de PRFC

M. P. Ferreira<sup>1\*</sup> , M. H. Oliveira<sup>2</sup> , A. F. Lima Neto<sup>3</sup> , L. S. Tapajós<sup>4</sup> ,  
A. J. C. Nascimento<sup>5</sup> , M. C. Freire<sup>3</sup> 

\*Autor de Contacto: [mpinaf@gmail.com](mailto:mpinaf@gmail.com)

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i1.269>

Recepción: 29/09/2017 | Aceptación: 18/10/2018 | Publicación: 30/12/2018

### RESUMEN

Buscando evaluar la influencia del anclaje en la resistencia a la flexión de vigas reforzadas con mantas de Polímero Reforzado con Fibra de Carbono (PRFC), se analizaron los resultados experimentales de 126 ensayos presentes en la literatura y de una serie inédita de los autores, con 4 vigas de hormigón armado. Se evalúan los parámetros que afectan desempeño y resistencia de vigas, y se discuten los criterios de dimensionamiento del fib Bulletin 14 (2001) y ACI 440-2R (2008). Se observó que, incluso con dispositivos auxiliares en el anclaje del PRFC, fallos prematuros son posibles, y que ambas recomendaciones conducen a estimaciones seguras, pero excesivamente conservadoras en los casos en que el anclaje de la manta de PRFC se realice adecuadamente.

**Palabras clave:** hormigón armado; refuerzo de la flexión; mantas de PRFC; fondeadero.

**Citar como:** M. P. Ferreira, M. H. Oliveira, A. F. Lima Neto, L. S. Tapajós, A. Nascimento, M. C. Freire (2018), " *Influencia del anclaje en la resistencia a la flexión de vigas reforzadas con mantas de PRFC*", Revista ALCONPAT, 9 (1), pp. 30 – 47, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i1.269>

<sup>1</sup> Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal do Pará, Belém, Brasil.

<sup>2</sup> Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil.

<sup>3</sup> Núcleo de Desenvolvimento Amazônico em Engenharia, Universidade Federal do Pará, Tucuruí, Brasil.

<sup>4</sup> Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal do Oeste do Pará, Itaituba, Brasil

<sup>5</sup> Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Pará, Belém, 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](mailto:alconpat.int@gmail.com), Página Web: [www.alconpat.org](http://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.

## Influence of anchorage on flexural strength of beams strengthened with CFRP sheets

### ABSTRACT

In order to evaluate the influence of anchorage on the flexural strength of beams strengthened with Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP) sheets, the experimental results of 126 tests in the literature and of an unprecedented series with 4 reinforced concrete beams, tested by these authors, were analyzed. The parameters affecting the performance and the strength of the beams are evaluated, and the design criteria of *fib* Bulletin 14 (2001) and ACI 440-2R (2008) are discussed. It was observed that, even with auxiliary devices in the PRFC anchorage, premature failure is possible, and also that both theoretical recommendations lead to safe estimates, but excessively conservative in cases where the anchorage of the PRFC sheet is properly done.

**Keywords:** reinforced concrete; flexural strengthening; CFRP sheets; anchorage.

## Influência da ancoragem na resistência à flexão de vigas reforçadas com mantas de PRFC

### RESUMO

Buscando avaliar a influência da ancoragem na resistência à flexão de vigas reforçadas com mantas de Polímero Reforçado com Fibra de Carbono (PRFC), foram analisados os resultados experimentais de 126 ensaios presentes na literatura e de uma série inédita, ensaiada pelos autores, com 4 vigas de concreto armado. São avaliados os parâmetros que afetam o desempenho e a resistência das vigas, e discutidos os critérios de dimensionamento do *fib* Bulletin 14 (2001) e ACI 440-2R (2008). Observou-se que, mesmo com dispositivos auxiliares na ancoragem do PRFC, falhas prematuras são possíveis, e também que ambas as recomendações teóricas conduzem a estimativas a favor da segurança, porém excessivamente conservadoras nos casos onde a ancoragem da manta de PRFC é feita adequadamente.

**Palavras-chave:** reforço; viga; concreto armado; encamisamento.

### LISTA DE NOMENCLATURAS

$a$	– vano de cizallamiento	$f_s'$	– tensión en el acero de la armadura comprimida
$b_f$	– ancho de la capa de PRFC	$f_{ys}$	– tensión de fluencia de la armadura traccionada
$b_w$	– ancho da viga	$f_{ys}'$	– tensión de fluencia de la armadura comprimida
$c$	– altura del bloque de compresión rectangular equivalente del concreto	$h$	– altura da viga
$c_1$	– factor obtenido a través de la calibración de resultados (igual a 0,64 para PRFC)	$k_b$	– factor geométrico
$d$	– altura útil de la viga	$k_c$	– constante que toma en consideración la compactación del concreto durante el vaciado
$d'$	– posición del centroide de la armadura comprimida	$l_b$	– largo de anclaje de ls a manta de PRFC
$f_c$	– resistencia a la compresión del concreto	$l$	– ancho do grapado
$f_{ctm}$	– resistencia a la tracción promedio del concreto	$n$	– número de capas de PRFC
$f_{fe}$	– tensión efectiva del PRFC	$t_f$	– espesor del PRFC
$f_s$	– tensión en el acero de la armadura traccionada	$x$	– posición de la línea neutra
		$A_f$	– área de refuerzo aplicado en la viga

$A_s$	– área de acero da armadura traccionada	$\alpha$	– coeficiente de reducción debido a la propagación de fisuras inclinadas
$A_s'$	– área de acero de la armadura comprimida	$\beta_1$	– coeficiente que determina la aproximación de la curva resultante de compresión del concreto a un rectángulo, según las recomendaciones de la ACI 440-2R (2008)
$C_C$	– componente de compresión debido a la parte do concreto	$\epsilon_{bi}$	– deformación encontrada en el recubrimiento de la armadura de tracción en la viga antes del refuerzo
$C_S$	– componente de compresión debido a la armadura comprimida	$\epsilon_c$	– deformación del concreto
$E_f$	– módulo de elasticidad del PRFC	$\epsilon_{cu}$	– deformación última del concreto
$E_s$	– módulo de elasticidad del acero	$\epsilon_f$	– deformación de la fibra de carbono
$F_{cc}$	– resultante de compresión	$\epsilon_{fd}$	– valor límite de deformación de la fibra a ser adoptado en el dimensionamiento y verificación del refuerzo
$L$	– largo total de la viga	$\epsilon_{fe}$	– deformación efectiva en el PRFC
$M$	– momento aplicado durante el ensayo experimental	$\epsilon_{fu}$	– deformación última observada en el polímero en el momento de la ruptura
$M_R$	– momento resistente na seção transversal da viga	$\epsilon_s$	– deformación de la armadura traccionada
$M_{Rteo}$	– momento resistente estimado por las recomendaciones	$\epsilon_s'$	– deformación de la armadura comprimida
$M_u$	– momento último experimental	$\epsilon_{ys}$	– deformación de fluencia de la armadura de flexión
$M_{ACI}$	– momento último según as recomendaciones do ACI 440-2R (2008)	$r$	– tasa de la armadura de la viga antes del refuerzo
$M_{fib}$	– momento último según las recomendaciones del <i>fib</i> Bulletin 14 (2001)	$r_r$	– tasa de la armadura de la viga luego del refuerzo
$M_{V1}$	– momento último experimental de la viga V1	$\emptyset$	– diámetro de la barra de las armaduras
$N_{fa,max}$	– fuerza máxima que puede ser aplicada al refuerzo de la viga	$\psi$	– coeficiente que determina la aproximación de la curva resultante de compresión en el concreto a un rectángulo, según las recomendaciones del <i>fib</i> Bulletin 14 (2001)
$P$	– carga aplicada en el ensayo experimental		
$R^2$	– coeficiente de correlación de los resultados		
$T_f$	– componente de tracción debido a la parte del refuerzo con fibra		
$T_s$	– componente de tracción debido a la armadura traccionada		

## 1. INTRODUCCIÓN

Entre las técnicas utilizadas para el refuerzo de estructuras de concreto armado, se destaca los sistemas que utilizan Polímeros Reforzados con Fibras (PRF), por presentar bajo peso y elevada resistencia a la tracción y a la corrosión, siendo que los Polímeros Reforzados con Fibra de Carbono (PRFC) han mostrado gran aceptación por más de dos décadas debido a sus altos valores de resistencia, rigidez y durabilidad, además de la facilidad de instalación, cuando se comparan con otros tipos de fibras (Monti and Liotta, 2007). En el caso específico del refuerzo a flexión de vigas de concreto armado, diversas investigaciones muestran que el uso de mantas de PRFC es una metodología eficaz, destacándose los trabajos de Rafi *et al.* (2008), Khan y Fareed (2014) y Hawileh *et al.* (2015).

No obstante, es importante destacar que rupturas prematuras están asociadas a su uso. En el caso de vigas reforzadas a flexión, esa ruptura frágil puede ocurrir debido al despegado de la fibra de carbono en relación con el sustrato de concreto, lo que puede limitar el incremento de la resistencia proporcionado por el refuerzo. Ese modo de falla frágil está normalmente asociado a la deficiencia del anclaje en el sistema de refuerzo, lo que hace el uso de dispositivos adicionales recomendable, tal cual el grapado con bandas de manta de PRFC (ver Benjeddou *et al.*, 2007; Dong *et al.*, 2011; Kim y Shin, 2011, entre otros).

Este trabajo presenta una serie de ensayos experimentales en vigas de concreto armado reforzadas con mantas de PRFC, realizada con el objetivo de evaluar la influencia del anclaje en el desempeño estructural del refuerzo. Además de ello, fue montado un amplio banco de datos, con resultados experimentales seleccionados de trabajos de diferentes autores. Esta base de datos es utilizada para discutir la influencia de diferentes parámetros en el desempeño del refuerzo con mantas de PRFC y para evaluar el desempeño de las previsiones teóricas de resistencia obtenidas tomando las recomendaciones presentadas por el ACI 440-2R (2008) y el *fib* Bulletin 14 (2001).

## 2. VIGAS REFORZADAS CON PRFC

### 2.1 Modos de ruptura

Teng *et al.* (2003) Afirman que vigas reforzadas a flexión con mantas de PRFC pueden presentar modos de falla frágiles, como, por ejemplo: por agotamiento de la capacidad resistente del PRFC (ver Figura 1a); desprendimiento del refuerzo en la interfaz con el concreto (ver Figura 1b); y evidencia del refuerzo juntamente con el recubrimiento de concreto de la armadura de flexión (ver Figura 3c). La ruptura de la manta de PRFC puede ocurrir en vigas débilmente armadas en cuanto a la flexión, siendo un modo de falla frágil una vez que el PRFC presenta un comportamiento lineal-elástico hasta la ruptura. El desprendimiento de la manta puede ocurrir por deficiencia del anclaje del refuerzo, por fisuración excesiva de la viga o también por fallas en el proceso de pegado. La evidencia de la capa de recubrimiento de concreto puede ser provocada por tensiones cizallantes en la interfaz entre el concreto y PRFC, debido a la diferencia entre sus módulos de elasticidad, pudiendo ser amplificado por la corrosión de las armaduras de flexión.

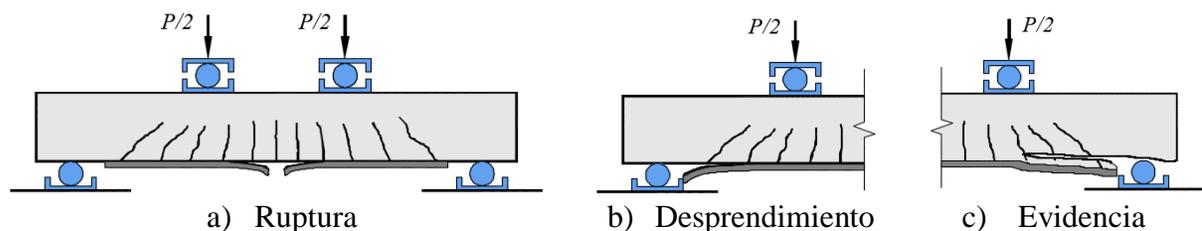


Figura 1. Modos de ruptura en vigas reforzadas a flexión con PRFC.

### 2.2 Resistencia a la flexión

El comportamiento de una viga de concreto armado reforzada con PRFC es sometida a flexión puede ser observado en el diagrama de la Figura 2. En este análisis, se considera que la cantidad de acero de la viga reforzada es equivalente a la sumatoria de la cantidad de acero inicial con la contribución proveniente del refuerzo, como es presentado em (1).

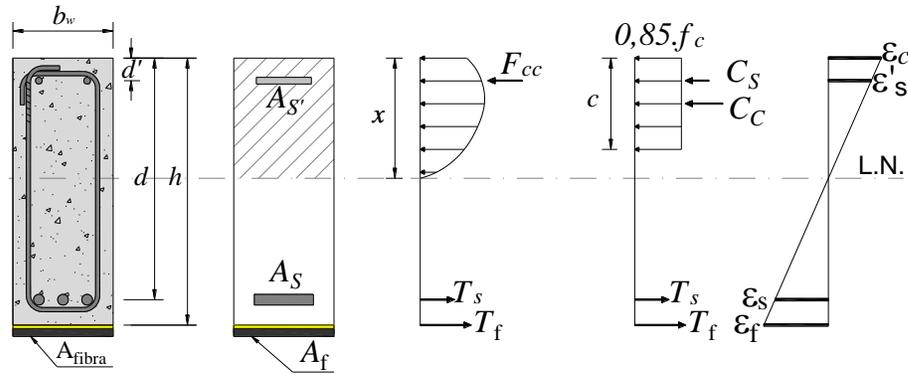


Figura 2. Diagrama tensión-deformación de una viga reforzada con PRFC.

$$\rho_r = \rho + \frac{A_f \cdot E_f}{b_w \cdot h \cdot E_s} \quad (1)$$

Donde:  $\rho$  es la porción de acero de la viga antes del refuerzo;  $A_f$  es el área de refuerzo aplicado a la viga;  $E_f$  es el módulo de elasticidad del PRFC;  $E_s$  es el módulo de elasticidad del acero;  $b_w$  es el ancho de la viga;  $h$  es la altura de la viga.

### 2.2.1 ACI 440-2R (2008)

La norma norteamericana ACI 440-2R (2008) presenta recomendaciones para el dimensionamiento del refuerzo utilizando PRFC. Para determinar la resistencia a flexión de vigas de concreto armado reforzadas con mantas de fibra de carbono, se usaron (2) - (10).

$$\varepsilon_{fd} = 0,41 \cdot \sqrt{\frac{f_c}{n \cdot E_f \cdot t_f}} < 0,9 \cdot \varepsilon_{fu} \quad (2)$$

$$\varepsilon_{fe} = \varepsilon_{cu} \cdot \left( \frac{h-x}{x} \right) - \varepsilon_{bi} \leq \varepsilon_{fd} \quad (3)$$

$$f_{fe} = E_f \cdot \varepsilon_{fe} \quad (4)$$

$$\varepsilon_s' = \varepsilon_{cu} \cdot \left( \frac{x-d'}{x} \right) \quad (5)$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{fe} \cdot \left( \frac{d-x}{h-x} \right) \quad (6)$$

$$f_s' = E_s \cdot \varepsilon_s' \leq f_{ys}' \quad (7)$$

$$f_s = E_s \cdot \varepsilon_s \leq f_{ys} \quad (8)$$

$$x = \frac{(A_s \cdot f_s) + (A_f \cdot f_{fe}) - (A_s' \cdot f_s')}{\beta_1 \cdot 0,85 \cdot f_c \cdot b_w} \quad (9)$$

$$M_R = A_s \cdot f_s \cdot \left( d - \frac{\beta_1 \cdot x}{2} \right) + 0,85 \cdot A_f \cdot f_{fe} \cdot \left( h - \frac{\beta_1 \cdot x}{2} \right) + A_s' \cdot f_s' \cdot \left( \frac{\beta_1 \cdot x}{2} - d' \right) \quad (10)$$

Donde:  $\varepsilon_{fd}$  es el valor límite de deformación de la fibra a ser adoptado en el dimensionamiento y verificación del refuerzo para evitar rupturas prematuras de la fibra;  $n$  es el número de capas de PRFC;  $t_f$  es el espesor del PRFC;  $\varepsilon_{fu}$  es la deformación última observada en el polímero al momento de la ruptura;  $\varepsilon_{fe}$  es la deformación efectiva en el PRFC;  $x$  es la posición del eje neutro;  $\varepsilon_{bi}$  es la deformación encontrada en el recubrimiento de la armadura de tracción en la viga antes del refuerzo;  $f_{fe}$  es la tensión efectiva del PRFC;  $d$  es la altura útil de la viga;  $\varepsilon_s'$  es la deformación en la armadura comprimida;  $f_s'$  es la tensión del acero de la armadura comprimida;  $d'$  es la posición del centroide de la armadura comprimida;  $\varepsilon_s$  es la deformación de la armadura traccionada;  $f_s$  es la tensión en el acero de la armadura traccionada;  $A_s$  es el área de acero de la armadura traccionada;  $A_s'$  es el área de acero de la armadura comprimida;  $\beta_1$  es un coeficiente que determina la aproximación de la curva da resultante de compresión del concreto a un rectángulo, siendo 0,85 para concretos con valores de  $f_c$  menores que 28 MPa y habiendo una disminución lineal de 0,05 para cada 7 MPa sobre este límite de tensión, siendo que el valor mínimo para tal coeficiente, de acuerdo con la ACI 318 (2014), es de 0,65;  $M_R$  es el momento resistente en la sección transversal de la viga.

### 2.2.2 fib Bulletin 14 (2001)

El *fib Bulletin 14 (2001)* trae recomendaciones para el dimensionamiento de vigas reforzadas a flexión con PRFC y adopta una filosofía de cálculo similar al adoptado por el ACI 440-2R (2008). Las mismas ecuaciones presentadas por el ACI son utilizadas en este documento, diferenciándose apenas en los siguientes parámetros: el coeficiente  $\beta_1$  en este es denominado  $\psi$  y equivale a 0,8 independientemente de la clase de resistencia del concreto; el límite de deformación de la fibra, que es calculado por (11), cuyos parámetros son encontrados a través de (12) - (14).

$$\varepsilon_{fd} = \frac{N_{fa,max}}{E_f \cdot A_f} \quad (11)$$

$$N_{fa,max} = \alpha \cdot c_1 \cdot k_c \cdot k_b \cdot b_w \cdot \sqrt{E_f \cdot t_f \cdot f_{ctm}} \quad (12)$$

$$k_b = 1,06 \sqrt{\frac{2 - \frac{b_f}{b_w}}{1 + \frac{b_f}{400}}} \geq 1 \quad (13)$$

$$f_{ctm} = 0,33 \cdot \sqrt{f_c} \quad (14)$$

Donde:  $N_{fa,max}$  es a fuerza máxima que puede ser aplicada al refuerzo de la viga (expresada en N);  $\alpha$  es un coeficiente de reducción debido a la propagación de fisuras inclinadas, adoptado como 0,9;  $c_1$  es igual a 0,64;  $k_c$  es una constante que toma en consideración la compactación del concreto durante el vaciado, siendo ese valor igual a 1 cuando el refuerzo es aplicado en la cara inferior de la viga es 0,67 y en la cara superior;  $k_b$  es un factor geométrico;  $f_{ctm}$  es la resistencia a tracción promedio del concreto, adoptada según lo expresado en el Eurocode 2 (2004);  $b_f$  es el ancho de la capa de PRFC.

### 3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

#### 3.1 Características de las vigas

Fueron realizados ensayos en 4 vigas de concreto armado reforzadas con mantas de PRFC, teniendo como variables el largo del anclaje de la manta y el ancho del grapado, a fin de evaluar su influencia tanto en el desempeño como en la resistencia de las vigas. Fue ensayada 1 viga de referencia sin refuerzo y 3 vigas reforzadas con manta de fibra de carbono. Las áreas de la armadura de acero y PRFC fueron mantenidas constantes. La Tabla 1 y la Figura 3 presentan las principales características de las vigas. Las deformaciones en las armaduras de flexión, en la manta de refuerzo y en el grapado fueron monitoreadas con extensómetros eléctricos, como muestra la Figura 4. En la Figura 5 se ilustra el sistema de ensayo de las vigas.

Tabla 1. Características de las vigas ensayadas.

Viga	$l$ (mm)	$l_b$ (mm)	$b_f$ (mm)	$A_f$ (mm <sup>2</sup> )	$t_f$ (mm)	$E_f$ (GPa)	$\epsilon_{fu}$ (%)
V1	-	-	-	-	-	-	-
V2	100	285	120	19,92	0,166	230	2,1
V3		385					
V4	150						

$b_w = 120$  mm;  $h = 200$  mm;  $d = 166$  mm;  $A_s = 101$  mm<sup>2</sup>;  $f_c = 20$  MPa;  $a = 400$  mm

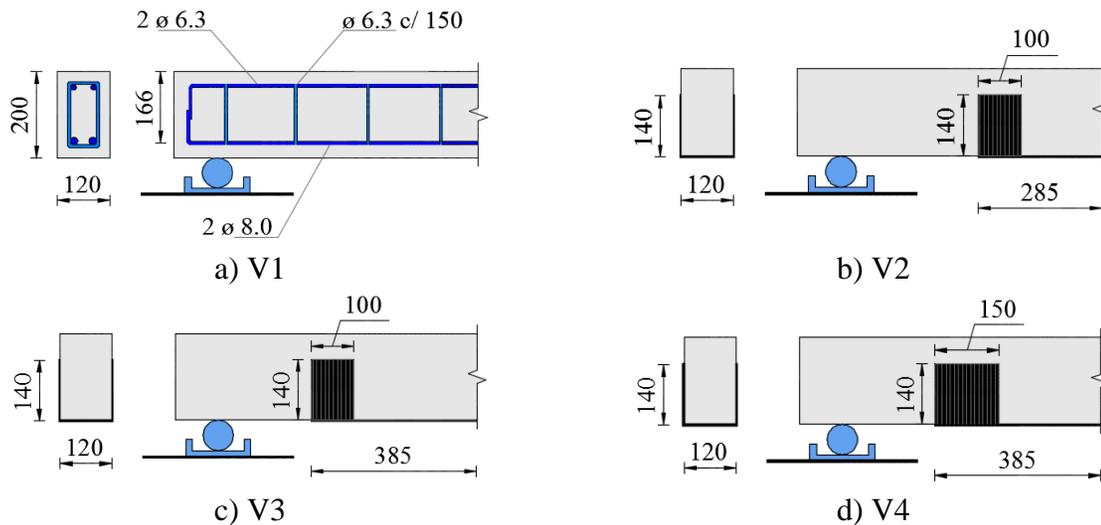


Figura 3. Características de las vigas ensayadas.



Figura 4. Instrumentación de las vigas.

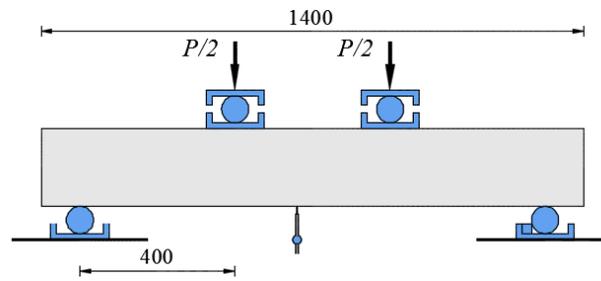


Figura 5. Sistema de ensayo de las vigas.

### 3.2 Discusión de los Resultados

El modo de ruptura de cada una de las vigas ensayadas puede ser visualizado en la Figura 6. Se observó que la viga de referencia rompió por flexión luego que la armadura longitudinal alcanzó altos niveles de deformación (Figura 6a). En la viga V2 ocurrió el arrancamiento del concreto en la zona adyacente al grapado (Figura 6b). La viga V3 perdió su capacidad resistente luego del desprendimiento de la fibra en parte de la zona de contacto con el grapado (Figura 6c). Ya la viga V4 se rompió luego de la evidencia del recubrimiento del concreto en la región del vano de flexión (Figura 6d).

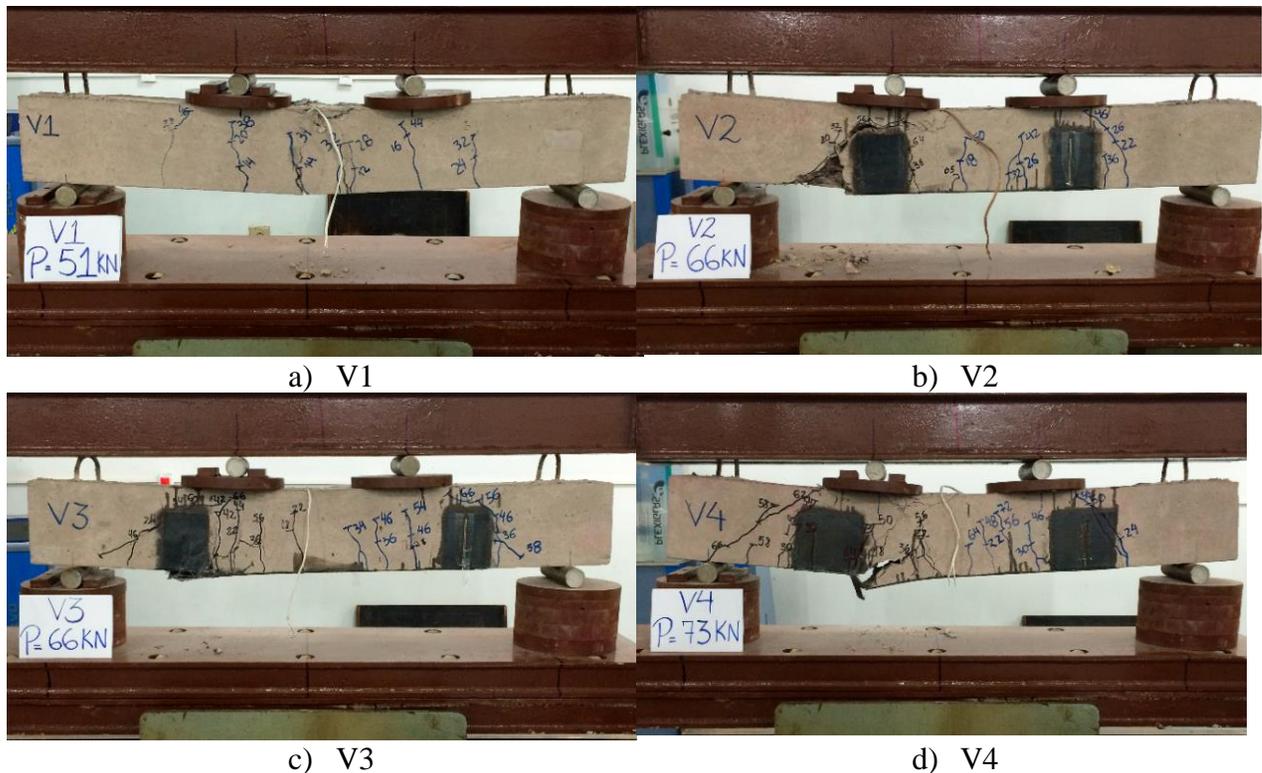


Figura 6. Superficie de ruptura de las vigas ensayadas.

La Figura 7 presenta los resultados de deformaciones medidos en las armaduras de flexión y en diferentes puntos del PRFC. Se aprecia que, en todas las vigas, las armaduras de flexión alcanzaron la fluencia, como se muestra en la Figura 7a. Las deformaciones de la armadura de flexión fueron menores en las vigas con la manta de PRFC para los mismos niveles de carga, pues el refuerzo contribuyó en la parte traccionada de la pieza. Además de eso, se destaca que el comportamiento resistente de las vigas con la manta fue más frágil que el de la viga sin refuerzo, una vez que luego de alcanzar la resistencia máxima, las lecturas fueron interrumpidas por la falla de la pieza, mientras

que en la viga V1, al alcanzar la carga máxima, ese nivel de carga permaneció asociado a un alto nivel de deformación.

En la Figura 7b, se observa que tanto el largo del anclaje de la fibra cuanto el ancho del grapado influye en la deformación última del PRFC medido en los ensayos, variando de 3,5% para la viga V2 hasta aproximadamente 4,2% para las vigas V3 y V4. En todos los casos, se debe destacar que estos son valores superiores a los previstos de forma teórica por el ACI, que serían de 1,9%. Además, hay que destacar que ninguna de las vigas se rompió con el agotamiento de la resistencia a tracción de la manta de PRFC. La Figura 7c muestra que en todas las vigas el nivel de deformación en la extremidad del refuerzo fue menor que lo medido en el medio del vano, donde el momento es máximo y que en el caso de la viga V2, que rompió por desprendimiento de la fibra en esta región, el límite de deformación medido fue prácticamente el mismo que el sugerido por el fabricante, de 2,1%. Ya en la Figura 7d es posible percibir que el nivel de deformación desarrollado en la región del grapado fue pequeño y que en la viga V3 este claramente comienza a despegarse antes de la falla.

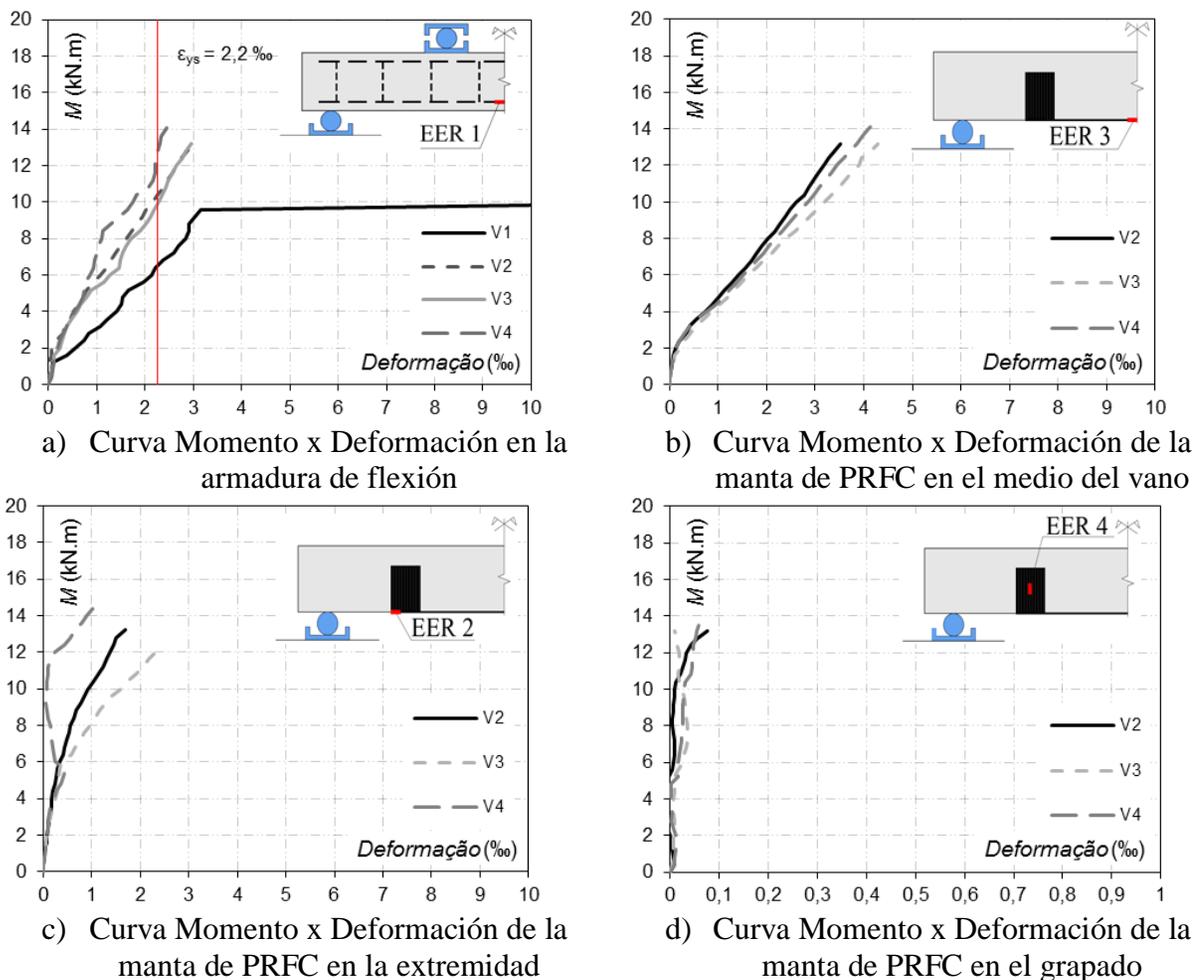


Figura 7. Resultados de los ensayos en las vigas.

La Figura 8 presenta la curva de desplazamientos verticales de las vigas, medidos en el medio del vano. Es posible percibir que las vigas reforzadas presentaron una respuesta muy similar entre si, demostrando mayor rigidez que la viga de referencia, la cual se rompió de forma dúctil por flexión y mostrando grandes desplazamientos al alcanzar el momento de fluencia de sus armaduras de flexión. Como se apreció todas las vigas reforzadas se rompen de forma brusca, con la falla ocurriendo en diferentes regiones del PRFC.

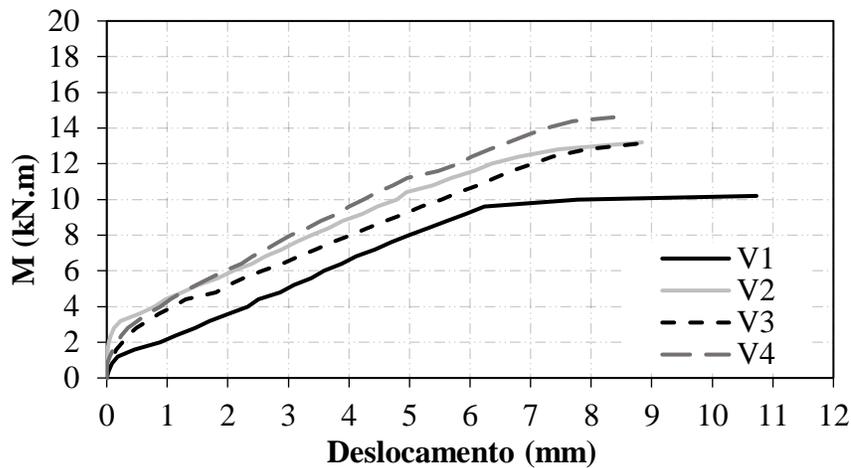


Figura 8. Curvas momento-desplazamiento de las vigas ensayadas.

La Tabla 2 presenta las cargas últimas de las vigas ensayadas y compara la resistencia de las vigas reforzadas con manta de PRFC con la de la viga de referencia (V1), a fin de determinar el incremento de la resistencia generado por el refuerzo. Además de eso la resistencia experimental de las vigas es comparada con estimaciones teóricas obtenidas siguiendo las recomendaciones del ACI y del *fib*14. A partir de esos resultados, se observó que el aumento del largo de anclaje de la viga V3 en relación con la viga V2 no resultó en aumento de la resistencia, y que fue el aumento del ancho del grapado el responsable por la mayor resistencia de la viga V4 en relación a la viga V3. También fue observado que el uso del ACI resultaría en previsiones de resistencia contra la seguridad para las vigas V2 y V3, mientras que el *fib* 14 presentó resultados a favor de la seguridad.

Tabla 2. Cargas últimas de las vigas.

Viga	$M_u$ (kN.m)	$M_u / M_{V1}$	$M_u / M_{ACI}$	$M_u / M_{fib}$
V1	10,2	1,00	-	-
V2	13,2	1,29	0,94	1,14
V3	13,2	1,29	0,94	1,14
V4	14,6	1,43	1,04	1,26

## 4. BANCO DE DATOS

### 4.1 Metodología de recolección y análisis de datos

En complemento al programa experimental, fue recolectado un banco de datos con los resultados de 126 ensayos de 20 autores, envolviendo vigas reforzadas a flexión con manta de PRFC. Como criterio de elección de las vigas, fueron seleccionadas apenas las que se rompieron por flexión, sin carga inicial y con refuerzo colocado externamente. El objetivo de ese análisis de datos es evaluar la influencia de las principales variables en la resistencia a la flexión de vigas reforzadas con PRFC. El análisis del banco de datos involucra la comparación de los resultados experimentales con las estimaciones teóricas obtenidas usando el ACI y el *fib* 14. Así se calcularon los valores promedio, coeficiente de variación y desviación-estándar de la razón entre el momento último experimental y el momento resistente teórico ( $M_u/M_{Rteo}$ ), se evaluó finalmente el porcentaje de resultados contra la seguridad ( $M_u/M_{Rteo} < 1$ ). Para evaluar la precisión de los modelos teóricos, son presentados gráficos que confrontan el momento de ruptura experimental ( $M_u$ ) en función del momento resistente previsto ( $M_{Rteo}$ ), con el objetivo de analizar si la tendencia de los resultados obtenidos se aproxima de la condición ideal ( $M_u=M_{Rteo}$ ).

Como fue verificado anteriormente, el desempeño del refuerzo con la manta de PRFC está directamente relacionado la calidad del anclaje de la fibra al concreto. Por tanto, las vigas do banco

de datos fueron divididas en 3 grupos: el grupo 1 para las situaciones en que la colocación de la manta se extendía del centro de la viga hasta el apoyo o más allá; el grupo 2 con vigas en que la colocación de la manta no se extendía hasta el apoyo; y el grupo 3 con vigas en que fueron utilizados dispositivos externos para auxiliar el anclaje del refuerzo, como tornillos o corbatas. Se resalta que ese tipo de anclaje es considerado por diversos autores como el más favorable para el anclaje de la manta de PRFC, siempre que el dispositivo sea hecho de este mismo material.

Otro método de evaluación utilizado fue el criterio de Collins (2001), conocido como *Demerit Points Classification – DPC*, en el cual los valores de  $M_u/M_{Rteo}$  fueron clasificados en bandas que van de “extremadamente peligroso” a “extremadamente conservador”, siendo el desempeño del modelo teórico definido como un número que resulta de la suma de los productos de  $M_u/M_{Rteo}$  por la puntuación correspondiente, según la clasificación. La Tabla 3 presenta un resumen de las características de las vigas del banco de datos, además de la simbología utilizada por los autores para identificación de las figuras. A Tabla 4 muestra un resumen de las variables referentes al refuerzo con manta de fibra de carbono de las vigas del banco de datos. La Tabla 5 presenta los parámetros relacionados con el DPC de Collins (2001).

Finalmente fueron hechos los gráficos que relacionan la resistencia experimental de las vigas con la previsión de ruptura teórica ( $M_u/M_{Rteo}$ ) en función del número de capas de mantas de PRFC, bien como la cantidad de armadura posterior al refuerzo en relación con la inicial ( $\rho_r/\rho$ ). El objetivo de estos gráficos es analizar si las hipótesis adoptadas por los modelos teóricos presentan correlación adecuada con las evidencias experimentales existentes.

Tabla 3. Características de las vigas del banco de datos.

Autor	No. viga	$b_w$ (mm)	$h$ (mm)	$d$ (mm)	$a$ (mm)	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	$f_{ys}$ (MPa)	$f_c$ (MPa)
Beber (2003)	12	150	300	272	833	245	706	32
Beber et al. (2000)	8	120	250	219	783	157	565	33
David et al. (2003)	4	150	300	267	933	307	500	39
Esfahani et al. (2007)	6	150	200	164	600	402-626	350-406	24
Breña et al. (2003)	9	203	356-406	318-368	1065-1220	395	440	35-37
Rusinowski et al. (2009)	5	200	300	262	1300	402	527	64-70
Toutanji et al. (2006)	7	108	158	127	560	142	427	49
Barros et al. (2007)	6	120	170	141-145	300	39-99	627-788	44
Gamino (2007)	14	75	150	120	550	62	640	45
Zhang et al. (2006)	4	120	250	224	750	226-402	335	23
Spadea et al. (2000)	2	140	300	266	1800	402	435	30
Alagusundaramoorthy et al. (2003)	12	230	380	342	1830	981,75	414	31
Ferrari (2007)	3	170	350	300	950	254,4	548	35-38
Dias et al. (2002)	5	120	180	160	720	100,5	533	41
Balaguru e Kurtz (2001)	3	200	300	255	1000	258	447	47
Vieira et al. (2016)	8	120	245	220	800	157-245	500	44
Bilotta et al. (2015)	2	120	160	135	925	157	590	21
Garcez (2007)	2	150	300	270	950	245,4	578	41,4
Juvandes (1999)	9	75-150	150	130	605-650	14-226	192-507	20-45
Chahrour e Soudki (2005)	5	150	250	219	750	402,1	400	39

Tabla 4. Variables del refuerzo de las vigas.

Autor	No. viga	No. Cam.	$b_f$ (mm)	$t_f$ (mm)	$A_f$ (mm <sup>2</sup> )	$E_f$ (GPa)	$e_{fu}$ (‰)
Beber (2003)	12	1-6	50-150	0,1-1,4	10-140	240	12-14
Beber <i>et al.</i> (2000)	8	1-10	120	0,011	1,3-13,2	230	15
David <i>et al.</i> (2003)	4	2-4	50	1,2	120-240	150	15
Esfahani <i>et al.</i> (2007)	6	1-2	100-150	0,176	17,6-52,8	237	12
Breña <i>et al.</i> (2003)	9	1-2	50-100	0,165-1,2	16,5-104	62-230	12-16
Rusinowski <i>et al.</i> (2009)	5	1-2	50-120	1,4	140-168	155-300	9-15
Toutanji <i>et al.</i> (2006)	7	3-6	102	0,165	50,5-101	110	6
Barros <i>et al.</i> (2007)	6	1-3	9,6-80	0,1-1,4	13,4-40,3	158,8-240	15-17
Gamino (2007)	14	1-2	75	0,11-0,13	8,2-16,5	230-235	15
Zhang <i>et al.</i> (2006)	4	1-2	120	0,11	13,3-26,6	235	14,27
Spadea <i>et al.</i> (2000)	2	1	80	1,2	96	152	15,1
Alagusundaramoorthy <i>et al.</i> (2003)	12	1-3	76-203	1,4-4,7	36,4-975	48-228	11,5-15
Ferrari (2007)	3	1-3	16,5	0,17	2,8-8,4	50	13
Dias <i>et al.</i> (2002)	5	1-2	20-70	0,1-1,4	15,5-28	200-240	11-15
Balaguru e Kurtz (2001)	3	2-5	152	0,071	21,6-54	200	6
Vieira <i>et al.</i> (2016)	8	2-5	100	0,166	33,2-83	230	21
Bilotta <i>et al.</i> (2015)	2	1-2	40	1,4	56-112	171	12
Garcez (2007)	2	1-2	150	0,165	247-49	227	15
Juvandes (1999)	9	1	50	1,2	60	155	19
Chahrouh e Soudki (2005)	5	1	100	1,2	120	155	19

Tabla 5. Criterio de Collins.

$M_{exp}/M_{Rteo}$	Clasificación	Penalización
< 0,50	Extremadamente Peligroso	10
(0,50 - 0,65)	Peligroso	5
(0,65 - 0,85)	Baja Seguridad	2
(0,85 - 1,15)	Seguridad Apropiaada	0
(1,15 - 2,00)	Conservador	1
$\geq 2,00$	Extremadamente Conservador	2

#### 4.2 Discusión de los Resultados

La Figura 9 muestra los gráficos que confrontan la resistencia experimental del banco de datos con las previsiones teóricas, incluyendo en rojo los resultados experimentales de los ensayos de esta investigación. Se observó que los dos modelos teóricos presentaron desempeño similar en relación con el promedio de los resultados, sin embargo, con el *fib* 14 mostrando mayor dispersión y mayor porcentaje de resultados contra la seguridad. Sin embargo, se percibe que las vigas ensayadas se encajan bien en la tendencia de resultados observados para el universo más amplio generado por el banco de datos.

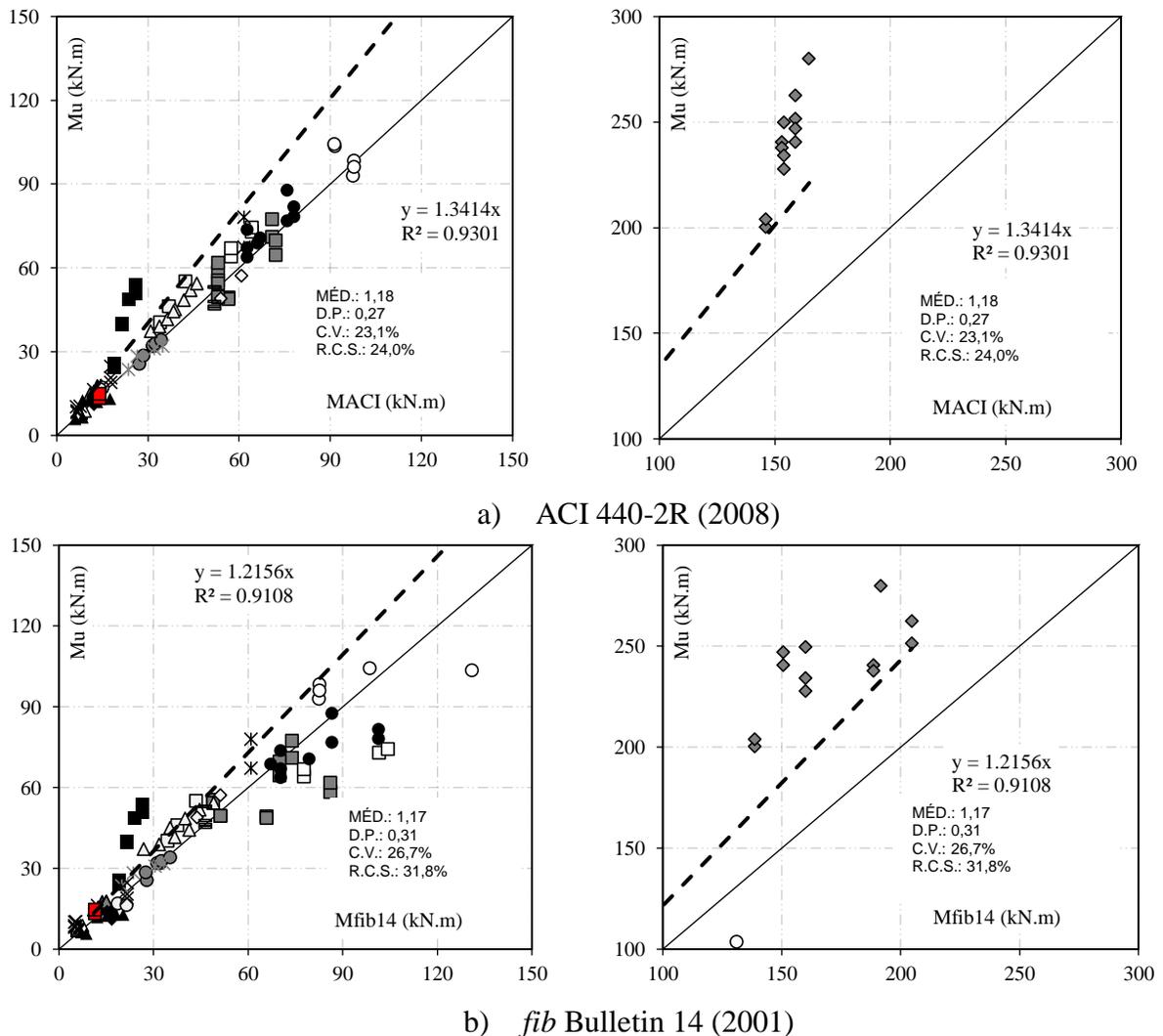


Figura 9. Análisis de la precisión de los modelos teóricos.

Para evaluar la influencia del tipo de anclaje del refuerzo con PRFC en el desempeño de las previsiones teóricas, la Figura 10 divide los datos generales presentados en la Figura 9, clasificándolos por tipo de anclaje en 3 grupos distintos. Para el grupo 1, el ACI presentó un promedio más cercano de 1,0 así como una menor dispersión de resultados y aproximadamente el mismo número de valores contra la seguridad, cuando es comparado con el *fib* 14. En el grupo 2, ese comportamiento fue invertido, y el *fib* 14 presentó menor promedio, pero también con mayor dispersión y mayor porcentaje de resultados contra la seguridad. Para las vigas del grupo 3 los métodos teóricos presentaron desempeño parecido, con el ACI mostrando nuevamente menor dispersión. Como se ve, utilizando el criterio de Collins (2001), es posible establecer puntuaciones para las dos recomendaciones, con base en el espacio muestral del banco de datos recolectado, según se muestra en la Figura 11. Se observa que el ACI presenta menor penalización de acuerdo con el criterio adoptado.

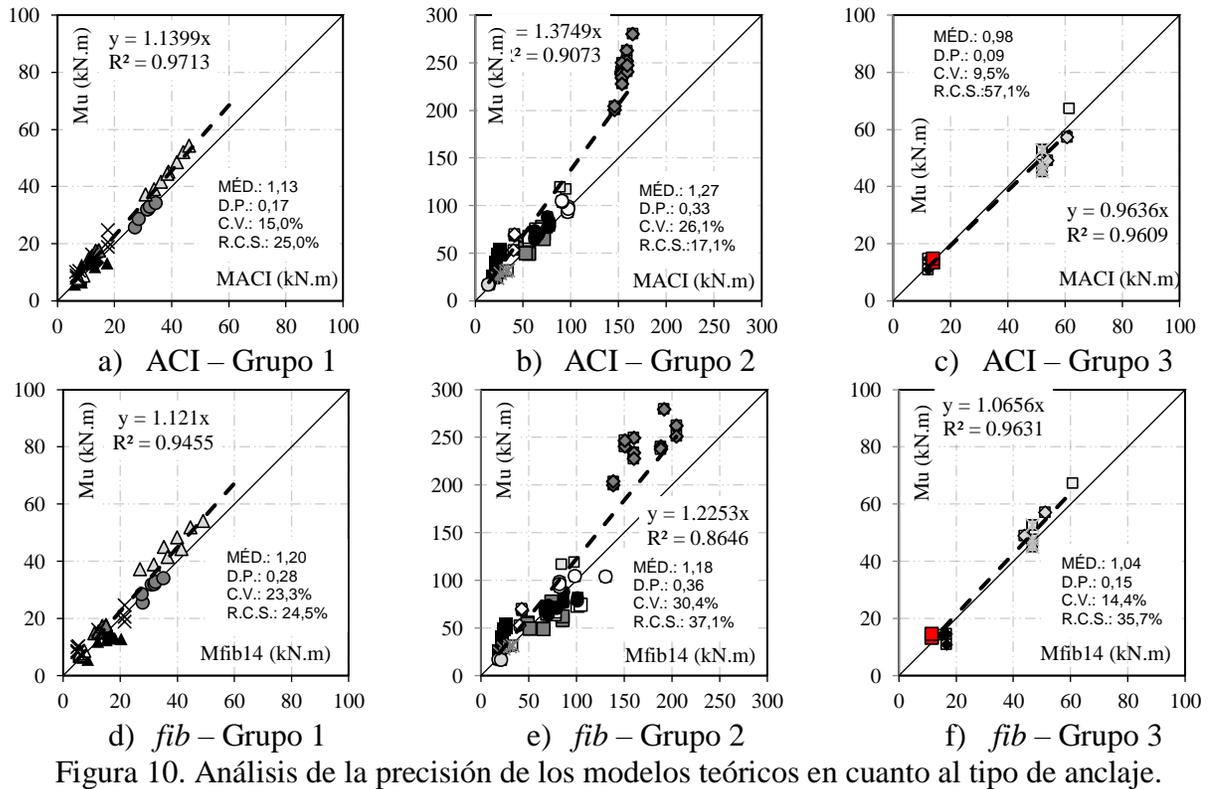
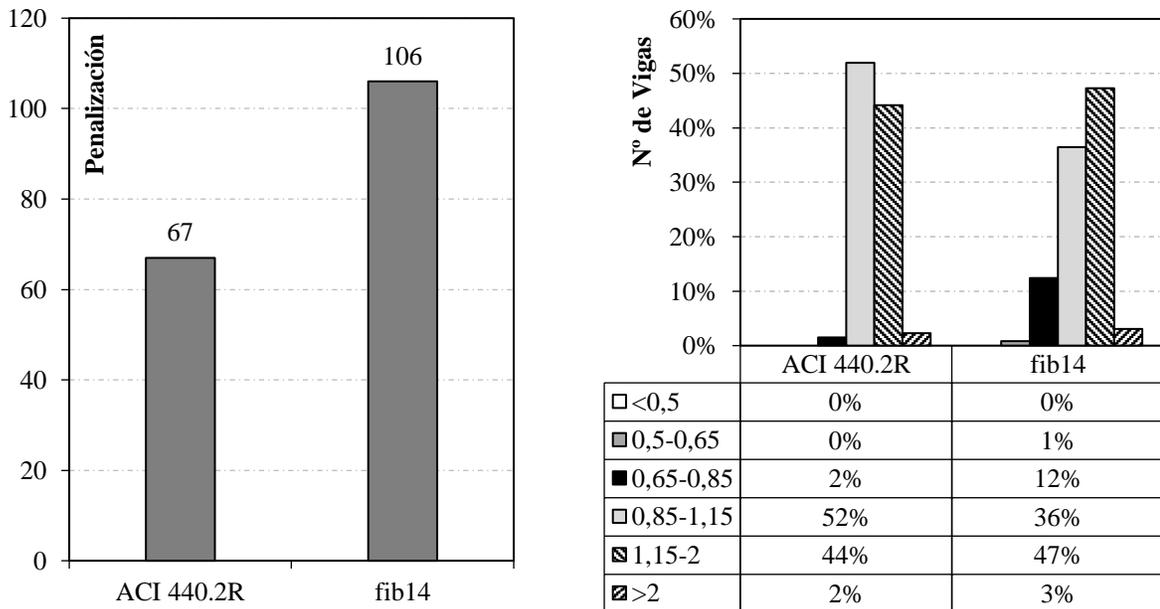


Figura 10. Análisis de la precisión de los modelos teóricos en cuanto al tipo de anclaje.



a) Penalización de Collins aplicada b) Distribución de los resultados de las vigas  
 Figura 11. Resultado del criterio de Collins (2001).

La Figura 12 analiza la influencia del número de capas de PRFC tanto en el desempeño del refuerzo como de los métodos teóricos. Se percibe que hay una tendencia de resultados más conservadores conforme se aumenta la cantidad de las capas, lo que es justificable por el hecho de que ambas recomendaciones limitan la deformación del PRFC. Para el ACI, esa tendencia es ligeramente superior, una vez que en su ecuación es utilizado el número de capas, lo que penaliza la estimación de resistencia de vigas reforzadas con un número elevado de capas. En contrapartida, en el *fib* 14 ese factor no es tomado en consideración.

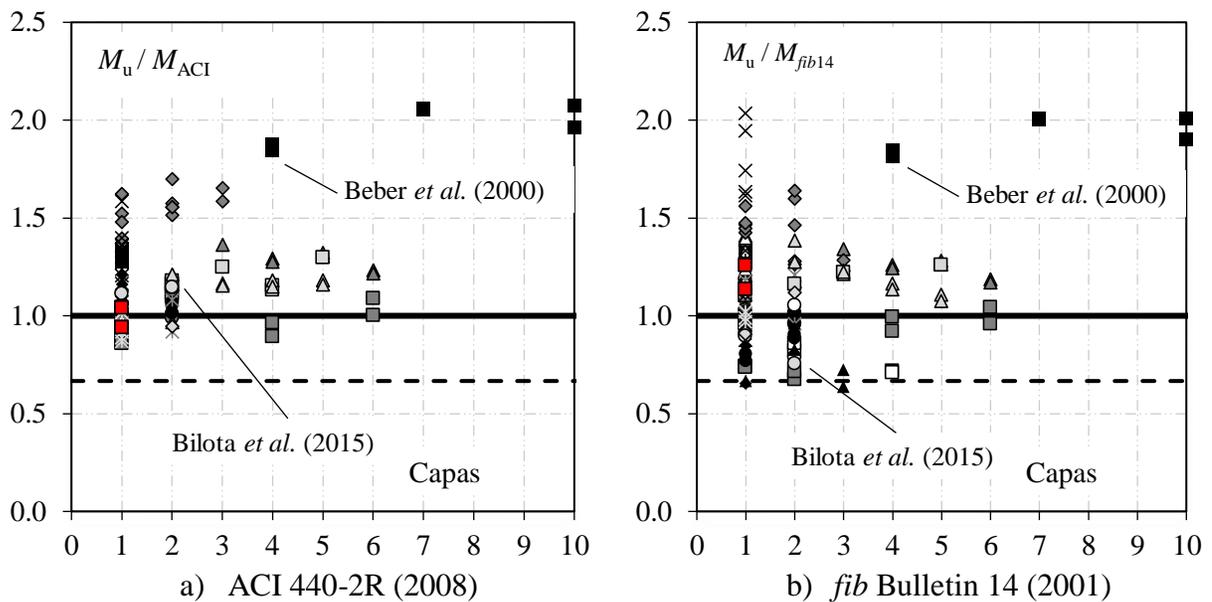


Figura 12. Influencia del número de capas de refuerzo.

La Figura 13 muestra la influencia de la razón entre el aporte de la armadura posterior al refuerzo y la cantidad de armadura de flexión ( $\rho_r/\rho$ ). Se verificó que hay una tendencia de resultados menos conservadores a medida que  $\rho_r/\rho$  crece, siendo que para valores sobre 1,4 el ACI tiende a estabilizar la tendencia, evitando estimaciones de resistencia contra la seguridad. Sin embargo, el mismo no fué observado para el *fib* 14, cuyas previsiones se aproximaron de la línea discontinua, que expresa el límite de la resistencia de proyecto.

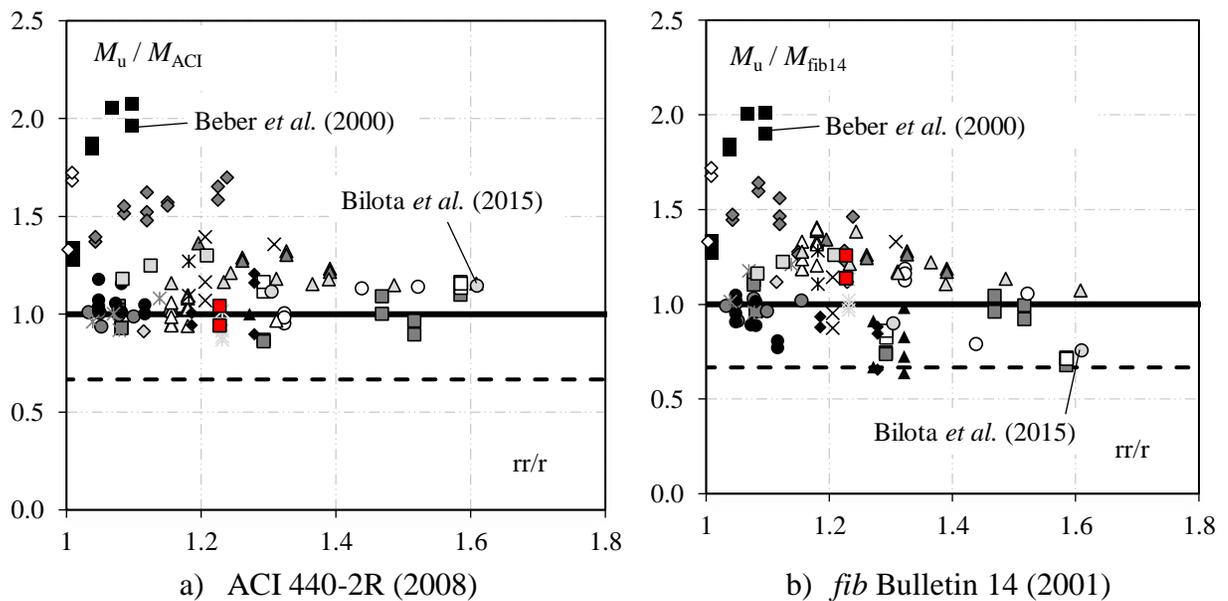


Figura 13. Influencia del incremento de la cantidad de la armadura ( $\rho_r/\rho$ )

Las Figuras 12 y 13 muestran que el número de capas de PRFC no es, necesariamente un parámetro que debe ser penalizado en pronóstico de la resistencia de vigas reforzadas a flexión con mantas de PRFC, conforme lo definido por el ACI. Eso queda evidente analizándose, por ejemplo, los resultados de Beber *et al.* (2000), que ensayaron vigas con hasta 10 capas de mantas de PRFC y obtuvieron buen desempeño, y los de Bilota *et al.* (2015), cuyas vigas ensayadas tenían apenas una ó dos capas de PRFC y mostraron desempeño muy inferior. Analizándose la Figura 13, es posible

percibir que las vigas de Beber *et al.* (2000) presentan bajos valores de  $\rho_r/\rho$  mientras que las de Bilota *et al.* (2015) presentaron valores extremos dentro de las vigas de este banco de datos, evidenciando que  $\rho_r/\rho$  es un parámetro fundamental para ser tomado en consideración en el proyecto.

## 5. CONCLUSIÓN

Para observar la influencia del anclaje del refuerzo con PRFC en el comportamiento de vigas resistiendo la flexión, fue realizado el estudio experimental, involucrando ensayos en 4 vigas de concreto armado, variando los criterios de anclaje de las mantas de fibra de carbono. Además del enfoque experimental, un banco de datos con resultados de diversos autores fue utilizado para evaluar la influencia de diferentes parámetros en la resistencia de vigas reforzadas a flexión con mantas de PRFC. Estos datos fueron usados para discutir el desempeño de los métodos teóricos propuestos por el *fib* Bulletin 14 (2001) y ACI 440-2R (2008).

En cuanto a los ensayos de las vigas, se observó que el ancho del grapado tuvo mayor influencia en la resistencia a la flexión de las vigas reforzadas con la manta de PRFC, observando que la viga V4 presentó la mayor resistencia en relación con las demás, aun cuando tenían el mismo largo de anclaje como el de la viga V3. Las vigas V2 y V3 presentaron los mismos valores de resistencia, aunque la viga V3 presente mayor largo de anclaje entre ellas. Otro punto importante es que, aún con los incrementos de resistencia de las vigas reforzadas en relación con el de referencia, las vigas con manta de PRFC fallaron prematuramente. Por fin, se observó que los valores límites de deformación de la manta de PRFC asumidos por el fabricante son muy conservadores ante los resultados experimentales registrados en esta investigación.

En cuanto a la evaluación de los modelos teóricos, se verifica que tanto el *fib* 14 cuanto el ACI presentaron resultados conservadores en relación con razón  $M_u/M_{Rteo}$ , lo que en la práctica debe garantizar previsiones de resistencia a favor de la seguridad, en la mayoría de los casos. Se observó que el procedimiento de aminorar la eficiencia del refuerzo por medio de limitaciones en las deformaciones del PRFC, a pesar de estar en general, a favor de la seguridad, puede volverse excesivamente conservador en los casos de refuerzo donde el anclaje del PRFC es realizado de forma adecuada. Finalmente se destaca que entre los parámetros evaluados que afectan en la resistencia a la flexión de vigas con mantas de PRFC, se aprecia que la relación  $\rho_r/\rho$  se mostró más relevante comparado con el número de capas de mantas de PRFC, tomando en cuenta los datos de este banco de datos.

## 6. AGRADECIMIENTOS

Por el apoyo a esta y otras investigaciones, los autores agradecen: a Universidad Federal de Pará (UFPA); al Núcleo de Desarrollo Amazónico en Ingeniería (NDAE); al Núcleo de Modelaje Estructural Aplicada (NUMEA); al *Campus* Universitário de Tucuruí (CAMTUC); a Eletrobras Eletronorte; a VIAPOL Ltda por la donación del material de refuerzo usado en los experimentos; y las agencias de fomento CNPq, CAPES y FAPESPA.

## 7. REFERENCIAS

Alagusundaramoorthy, I., Harik, I. E., Choo, C. C. (2003), *Flexural Behavior of R/C Beams Strengthened with Carbon Fiber Reinforced Polymer Sheets or Fabric*. ASCE - Journal of Composites for Constructions. 7 (4):292-301. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0268\(2003\)7:4\(292\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0268(2003)7:4(292))

American Concrete Institute. (2014), *ACI Committee 318-M. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. Farmington Hills, Michigan.

- American Concrete Institute. (2008), *ACI Committee 440-2R. Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures*. Farmington Hills, Michigan.
- Balaguru, P., Kurtz, S. (2001), *Comparison of inorganic and organic matrices for strengthening of RC beams with carbon sheets*. Journal of Structural Engineering, 127:35-42.
- Barros, J. A. O., Dias, S. J. E., Lima, J. L. T. (2007), *Efficacy of CFRP-based techniques for the flexural and shear strengthening of concrete beams*. Cement and Concrete Composites. Volume 29, Issue 3, Pages 203-217. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2006.09.001>
- Beber, A. J. (2003), “*Comportamento Estrutural de Vigas de Concreto Armado Reforçadas com Compósitos de Fibra de Carbono*”. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, p. 289.
- Beber, J. A., Campos Filho, A., Campagnolo, J. L. (2000), “*Estudo Teórico-Experimental de Vigas de Concreto Reforçadas com Tecidos de Fibra de Carbono*”. IV Simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto, São Paulo.
- Benjeddou, O., Ouezdou, M. B., Bedday, A. (2007), *Damaged RC beams repaired by bonding of CFRP laminates*. Construction and Building Materials. Volume 21, Issue 6, Pages 1301-1310. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2006.01.008>
- Bilotta, A., Ceroni, F., Nigro, E., Pecce, M. (2015), *Efficiency of CFRP NSM strips and EBR plates for flexural strengthening of RC beams and loading pattern influence*. Composite Structures, 124:163-175. <http://dx.doi.org/10.1016/j.compstruct.2014.12.046>
- Breña, S. F., Bramblett, R. M., Wood, S. L., Kreger, M. E. (2003), *Increasing Flexural Capacity of Reinforced Concrete Beams Using Carbon Fiber-Reinforced Polymer Composites*. ACI Structural Journal. 100:36-46.
- Chahrouh, A., Soudki, K. (2005), *Flexural Response of Reinforced Concrete Beams Strengthened with End-Anchored Partially Bonded Carbon Fiber-Reinforced Polymer Strips*. ASCE Journal of Composites for Construction. 9 (2):170-177. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0268\(2005\)9:2\(170\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0268(2005)9:2(170))
- Collins, M. P. (2001), “*Evaluation of shear design procedures for concrete structures*”. A Report prepared for the CSA technical committee on reinforced concrete design.
- David, E., Ragneau, E., Buyle-Bodin, F. (2003), *Experimental analysis of flexural behavior of externally bonded CFRP reinforced concrete structures*. RILEM Materials and Structures. 38:238-241.
- Dias, S. J. E., Juvandes, L. F. P., Figueiras, J. A. (2002), *Comportamento de Vigas de Betão Armado Reforçadas à Flexão com Sistemas Compósitos de CFRP. Unidireccionais*. Engenharia Civil UM. 14:15-28.
- Dong, J. F., Wang, Q. Y., Qiu, C. C., He, D. (2011), *Experimental study on RC beams strengthened with CFRP sheets*. Advanced Materials Research. 213:548-52.
- Dong, J. F., Wang, Q. Y., Zhu, Y. M., Qiu, C. C. (2010), *Experimental study on RC beams strengthened with externally bonded FRP sheets*. Journal of Sichuan University (Engineering Science Edition). 42:197-203.
- Esfahani, M. R., Kianoush, M. R., Tajari, A. R. (2007), *Flexural behavior of reinforced concrete beams strengthened by CFRP sheets*. Engineering Structures. 29:2428-2444. [10.1016/j.engstruct.2006.12.008](https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2006.12.008)
- Eurocode 2 (2004), *Design of Concrete Structures—Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings*. Brussels, Belgium.
- Ferrari, V. J. (2007), “*Reforço à Flexão de Vigas de Concreto Armado com Manta de Polímero Reforçado com Fibras de Carbono (PRFC) Aderido a Substrato de Transição Constituído por Compósito Cimentício de Alto Desempenho*”. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, p. 310.
- fib Bulletin 14 (2001), *Externally Bonded FRP Reinforcement for RC Structures*. FIB, Lausanne.

- Gamino, A. L. (2007), “*Modelagem física e computacional de estruturas de concreto reforçadas com CFRP*”. Tese de doutorado, Escola politécnica da universidade de São Paulo, p. 259.
- Garcez, M. R. (2007), “*Alternativas para Melhoria no Desempenho de Estruturas de Concreto Armado Reforçadas pela Colagem de Polímeros Reforçados com Fibras*”. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, p. 241.
- Hawileh, R. A., Nawaz, W., Abdalla, J. A., Saqan, E. I. (2015), *Effect of flexural CFRP sheets on shear strength of reinforced concrete beams*. Composite Structures. 122:468-476. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2014.12.010>
- Juvandes, L. F. P. (1999), “*Reforço e reabilitação de estruturas de betão usando materiais compósitos de “CFRP”*”. Tese de Doutorado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, p. 302.
- Khan, A. R., Fareed, S. (2014), *Behaviour of reinforced concrete beams strengthened by CFRP wraps with and without end anchorages*. Procedia Engineering. 77:123-130. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2014.07.011>
- Kim, H. S., Shin, Y. S. (2011), *Flexural behaviour of reinforced concrete (RC) beams retrofitted with hybrid fiber reinforced polymers (FRPs) under sustaining loads*. Composite Structures. 93:802-11.
- Monti, G., Liotta, M. A. (2007). *Tests and design equations for FRP-Strengthening in shear*. Construction and Building Materials. 21:799-809. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2006.06.023>
- Rafi, M. M., Nadjai, A., Ali, F., Talamona, D. (2008), *Aspects of behavior of CFRP reinforced concrete beams in bending*. Construction and Building Materials. 22:277-285. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2006.08.014>
- Rusinowsky, P., Taljsten, B., Sand, B. (2009), “*Peeling Failure at the Cut-off End of CFRP Strengthened RC Beams*”. Proceedings of the 9<sup>th</sup> International Symposium of the Fiber-Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures, Sydney.
- Spadea, G., Bencardino, F., Swamy, R. N. (2000), *Optimizing the performance characteristics of beams strengthened with bonded CFRP laminates*. Materials and Structures. 33:119-126.
- Teng, J. G., Smith, S. T., Yao, J., Chen, J. F. (2003), *Intermediate crack-induced debonding in RC beams and slabs*. Construction and Building Materials. 17:447-462. [10.1016/S0950-0618\(03\)00043-6](https://doi.org/10.1016/S0950-0618(03)00043-6)
- Toutanji, H., Zhao, L., Zhang, Y. (2006), *Flexural behavior of reinforced concrete beams strengthened with CFRP sheets bonded with an inorganic matrix*. Engineering Structures, 28:557-566. [10.1016/j.engstruct.2005.09.011](https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2005.09.011)
- Vieira, M. M., Santos, A. R. S., Mont’Alverne, A. M., Bezerra, L. M., Montenegro, L. C. S. and Cabral, A. E. B. (2016), *Experimental analysis of reinforced concrete beams strengthened in bending with carbon fiber reinforced polymer*. IBRACON Structures and Materials Journal. 9 (1) pp. 123:152. <http://dx.doi.org/10.1590/S1983-41952016000100008>
- Zhang, A., Jin, W., Li, G. (2006), *Behavior of preloaded RC beams strengthened with CFRP laminates*. Journal of Zhejiang University SCIENCE A. 7:436-444. <https://doi.org/10.1631/jzus.2006.A0436>

## 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<sup>1\*</sup> , C. F. R. Santo<sup>1</sup> 

\*Autor de Contacto: [yaghosimoes@usp.br](mailto: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>

<sup>1</sup> 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](mailto:alconpat.int@gmail.com), Página Web: [www.alconpat.org](http://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.

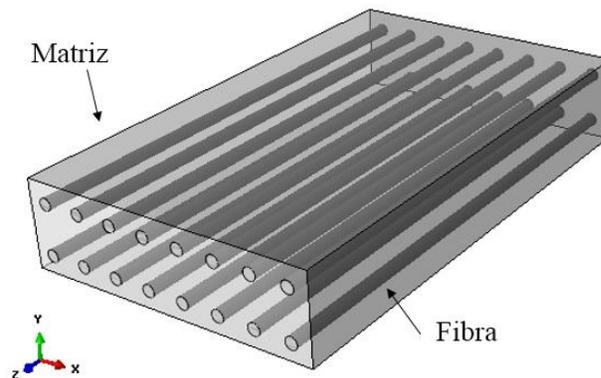


Figura 1. Matriz epóxica y las fibras de carbono (Obaidat, 2011)

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).

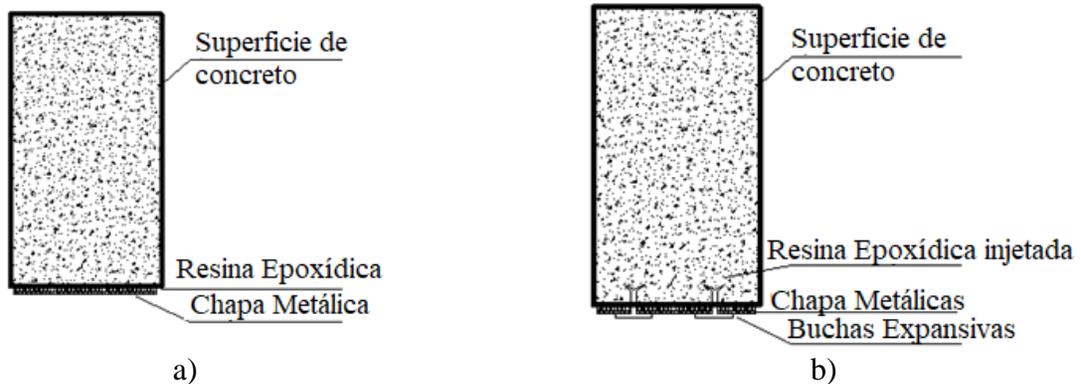


Figura 2. Refuerzo con lámina metálica: a) fijación con resina; b) fijación con aplicación de resina en orificios

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.

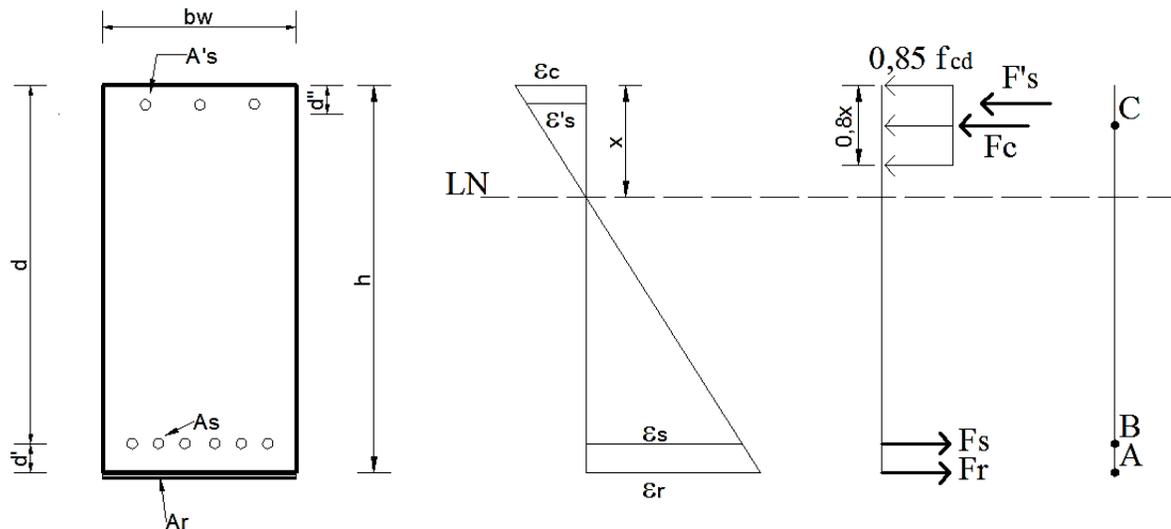


Figura 3. Equilibrio de fuerzas y deformaciones en una viga de concreto armado

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;

$\varepsilon_c$  - Deformación del concreto;

$\varepsilon_s$  - Deformación de la armadura inferior;

$\varepsilon'_s$  - Deformación de la armadura superior;

$\varepsilon_r$  - 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  $\phi$  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;

$\varepsilon'_r$  - Es la deformación del material de refuerzo, encontrada por:

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

Tal que:

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

$\varepsilon_{bi}$  - 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 ( $\varepsilon_{bi}$ ). 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.

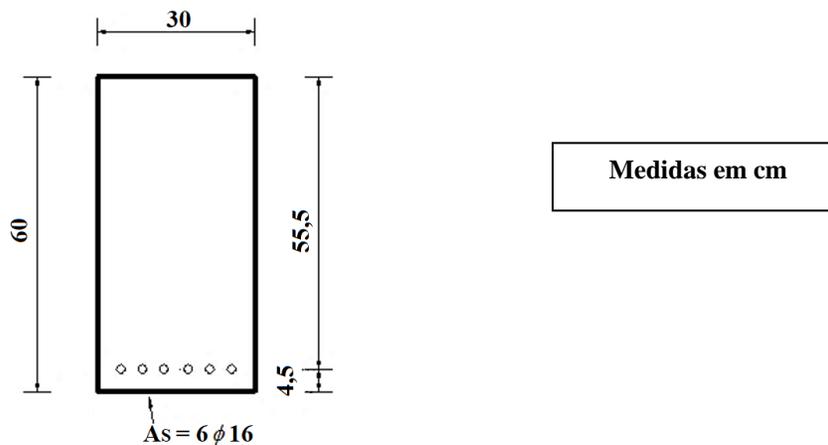


Figura 4. Sección transversal de la viga de concreto armado en estudio

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 ( $\alpha_c$ ), para el primer mecanismo, y la emisividad resultante del material ( $\epsilon$ ) 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.

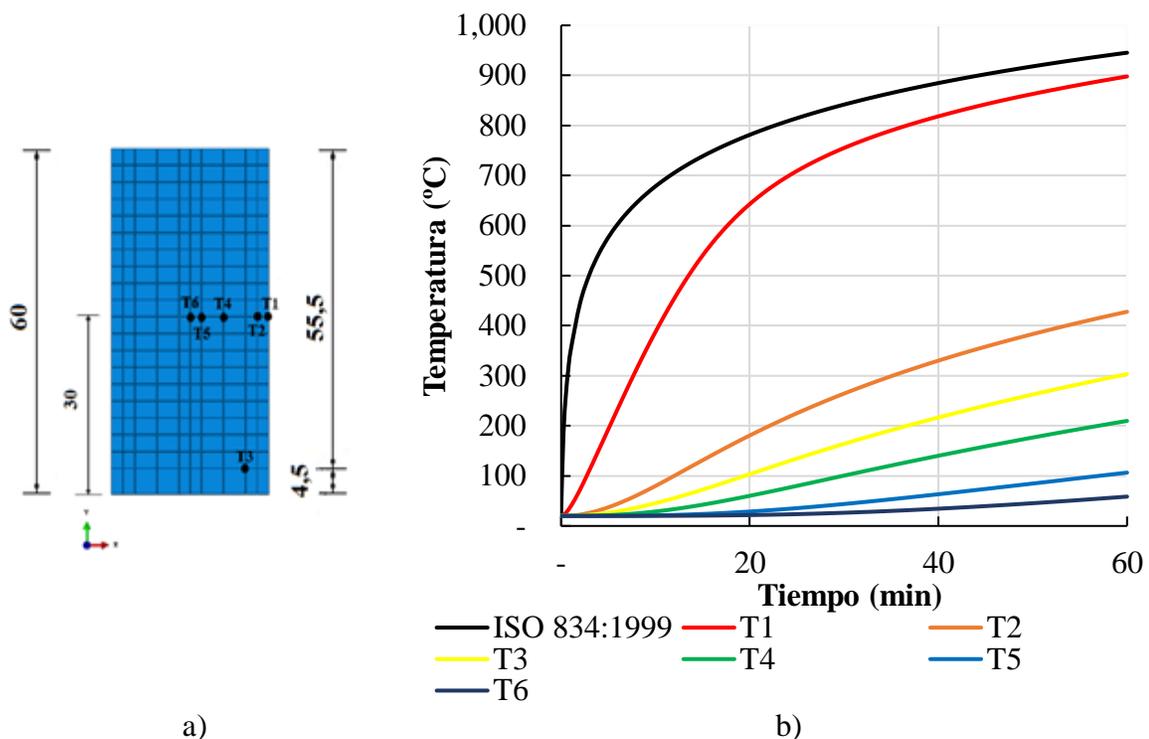


Figura 5. a) Posición de los puntos de medición de temperaturas en la sección transversal; b) Evolución de las temperaturas de los puntos de medición

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.

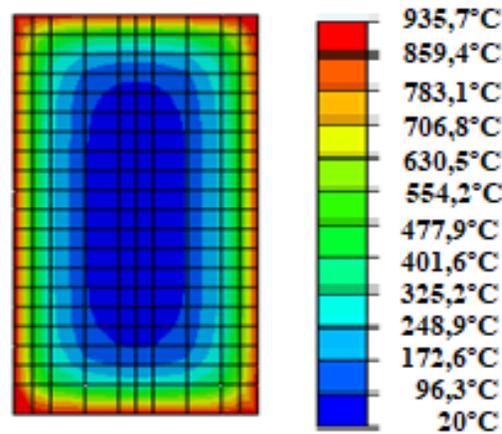


Figura 6. Variación de temperatura en la sección transversal

### 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.

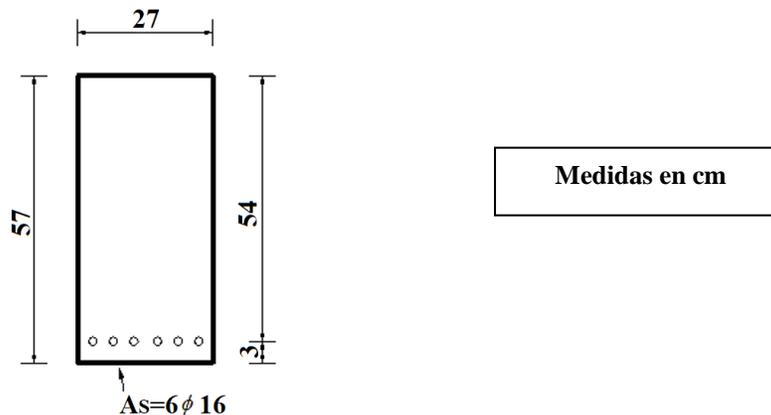


Figura 7. Sección transversal de la viga de concreto armado degradada

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 ( $\varepsilon_{bi}$ ), 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)	$\sigma_{fc}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$F_s + F_r$ (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;

$\sigma_{fc}$  - 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 <sup>2</sup> )	$F_s + F_r$ (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 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 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.

## Análisis experimental de vigas de hormigón armado reforzadas con barras de acero y adhesivo epoxi estructural

R. J. C. Silva<sup>1\*</sup> , M. B. S. Muniz<sup>1</sup> , F. E. S. da Silva Júnior<sup>2</sup> , É. M. F. Lima<sup>3</sup> , C. V. dos S. Araújo<sup>4</sup> 

\*Autor de Contacto: [ricardo.carvalho222@gmail.com](mailto:ricardo.carvalho222@gmail.com)

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i1.213>

Recepción: 08/01/2019 | Aceptación: 18/10/2018 | Publicación: 30/12/2018

### RESUMEN

Este trabajo tuvo como objetivo analizar la eficiencia del refuerzo en vigas de hormigón armado mediante la adición de barras de acero y adhesivo epoxi. Se produjeron cinco vigas. Cuatro recibieron refuerzo a flexión, y en dos de ellas fueron adicionadas también abrazaderas “U” para mejorar el anclaje del refuerzo. Los ensayos mostraron que las abrazaderas redujeron la resistencia de las vigas, en comparación con las que no tenían. Las vigas reforzadas sin abrazaderas obtuvieron mejores resultados, pero el factor limitante más importante fue la adherencia entre el epoxi y la viga. El uso de abrazaderas para intentar resolver el problema de la adherencia dio originalidad a esta investigación. Las conclusiones se basaron en la comparación entre las vigas ensayadas.

**Palabras clave:** reforzamiento; viga; hormigón armado; encamisado.

**Citar como:** R. J. C. Silva, M. B. S. Muniz, F. E. S. da Silva Júnior, É. M. F. Lima, C. V. dos S. Araújo (2019), “Análisis experimental de vigas de hormigón armado reforzadas con barras de acero y adhesivo epoxy estructural”, Revista ALCONPAT, 9 (1), pp. 65 – 78, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i1.213>

<sup>1</sup> Universidad Estatal de Vale do Acaraú, Sobral, Brasil

<sup>2</sup> Universidad Federal de Rio Grande, Rio Grande, Brasil

<sup>3</sup> Universidad Federal de Ceará, Fortaleza, Brasil

<sup>4</sup> Universidad de Brasilia, Brasília, 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](mailto:alconpat.int@gmail.com), Página Web: [www.alconpat.org](http://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.

## Experimental analysis of reinforced concrete beams strengthened with steel bars and epoxy structural adhesive

### ABSTRACT

This work was aimed at analyzing the efficiency of the strengthening of reinforced concrete beams with the addition of steel bars and epoxy adhesive. Five beams were produced, out of which four beams were strengthened to flexure. In two of them, “U” clips were also used to improve the anchorage of the strengthening. The tests demonstrated that the clips reduced the resistances of the beams compared to those without clips. The strengthened beams without clips yielded better results, but the largest limiting factor was the adherence between the epoxy and beam. The use of clips for solving the problem of adherence made this research original. The conclusions were based on the comparisons of the tested beams.

**Keywords:** strengthening; beam; reinforced concrete; jacketing.

## Análise experimental de vigas de concreto armado reforçadas com barras de aço e adesivo estrutural epóxi

### RESUMO

Esse trabalho objetivou analisar a eficiência do reforço com adição de barras de aço e adesivo epóxi em vigas de concreto armado. Foram produzidas cinco vigas. Quatro receberam reforço à flexão e em duas delas também foram utilizados grampos em “U” para melhorar a ancoragem do reforço. Os ensaios mostraram que os grampos reduziram a resistência das vigas em relação às sem grampos. As vigas reforçadas sem grampos obtiveram melhores resultados, sendo o maior limitador a aderência entre o epóxi e a viga. O uso dos grampos para tentar resolver o problema da aderência deram originalidade a essa pesquisa. As conclusões foram baseadas nas comparações entre as vigas ensaiadas.

**Palavras-chave:** reforço; viga; concreto armado; encamisamento.

## 1. INTRODUCCIÓN

La necesidad de rehabilitar las estructuras de concreto reforzado puede surgir debido a la falta de mantenimiento durante su vida útil y su adaptación a nuevos usos cuando la opción de demolerlos y reconstruirlos no es viable. En este caso, se realizaron algunos estudios sobre el refuerzo de estructuras de concreto reforzado. Sin embargo, debido al desarrollo continuo en este tema de la ingeniería estructural, todavía no existe una metodología específica para analizar el comportamiento estructural de las vigas rehabilitadas.

Según Reis (Reis, 1998), el estudio intenso en investigación científica sobre el refuerzo y la rehabilitación de estructuras de concreto reforzado es muy importante. Esto se debe principalmente a definir mejor las reglas de diseño, comprender el comportamiento del refuerzo de las estructuras a lo largo del tiempo e identificar enfoques para analizar la adhesión entre los materiales y sus propiedades. Estos estudios permitirían determinar qué materiales, técnicas, procedimientos y reglas son más adecuados para ser utilizados durante la realización de la rehabilitación estructural. Por lo tanto, la literatura sobre el refuerzo de vigas de hormigón armado, como los documentos de Helene (Helene, 2000), Cheong y MacAlevey (Cheong y MacAlevey, 2000), Reis (Reis, 2003), Alfaiate y Costa (Alfaiate y Costa, 2004). ), Altun (Altun, 2004), Santos (Santos, 2006), Lima (Lima, 2015) y Deghenhard et al. (Deghenhard et al., 2016) han sido extremadamente importantes para el avance de la investigación en esta área.

Aunque existen varias técnicas de refuerzo, este trabajo se centrará en el método de rehabilitación de vigas de concreto reforzado a través de la introducción de barras de acero y adhesivo estructural epoxi (revestimiento). El estudio de esta técnica, a pesar de ser anticuado, sigue siendo muy importante debido a dos razones simples. Primero, sigue siendo una técnica de refuerzo ampliamente utilizada para trabajos pequeños y medianos en Brasil. En segundo lugar, en esta investigación, se identificaron problemas serios con este tipo de refuerzo, que necesita mayor discusión.

El objetivo principal de este trabajo fue estudiar la rehabilitación de vigas de concreto reforzado mediante la adición de barras de acero y adhesivo estructural epoxi.

## 2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

### 2.1 Características de las vigas

Para este estudio, el Grupo de Investigación de Estructuras y Materiales (GEM) de la Universidad Estatal de Vale do Acaraú (UVA) produjo cinco vigas de concreto reforzado, de las cuales cuatro fueron reforzadas y una viga se usó como referencia (no reforzada). Todas las vigas se produjeron con las mismas dimensiones: 80 cm de longitud (con un tramo de 60 cm), 15 cm de altura y 10 cm de ancho, como se muestra en la Figura 1.

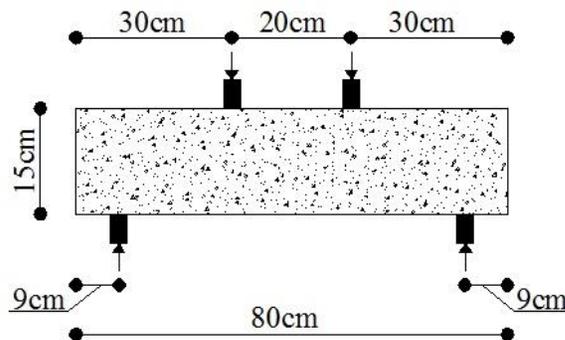


Figura 1. Dimensiones de las vigas probadas.

La viga de referencia no se reforzó y se denota como Viga E1. Las otras vigas (E2, E3, E4 y E5) fueron reforzadas por diferentes enfoques. Todas las vigas tenían dos barras de refuerzo longitudinales con un diámetro de 6.3 mm y doce refuerzos transversales (estribos) con un diámetro de 6.3 mm y una separación de 6.4 cm. Esta disposición de barras de refuerzo se eligió para que la falla de las vigas pudiera deberse a la flexión. La Figura 2 muestra los detalles del refuerzo de las cinco vigas.

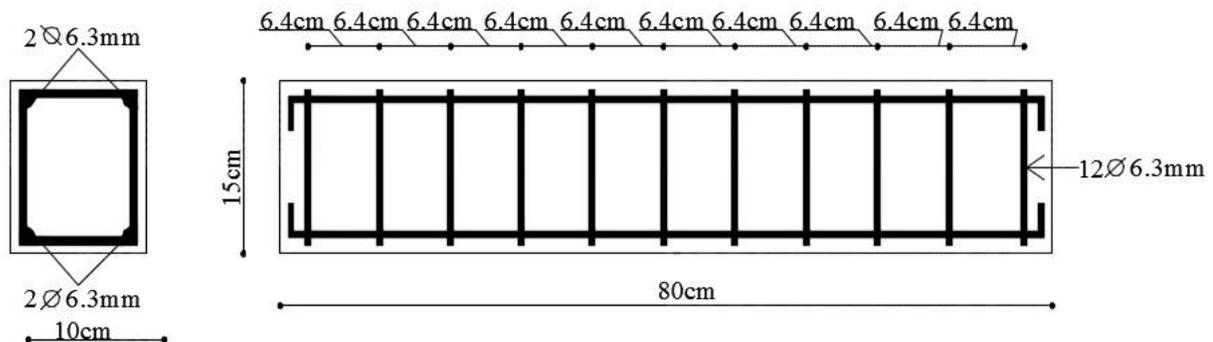


Figura 2. Detalles del refuerzo de las vigas.

La viga E2 se reforzó para flexionar con la inserción de dos barras de  $\phi$  6.3 mm y 50 cm de longitud en un "diente" formado con adhesivo epoxi (Figura 3).

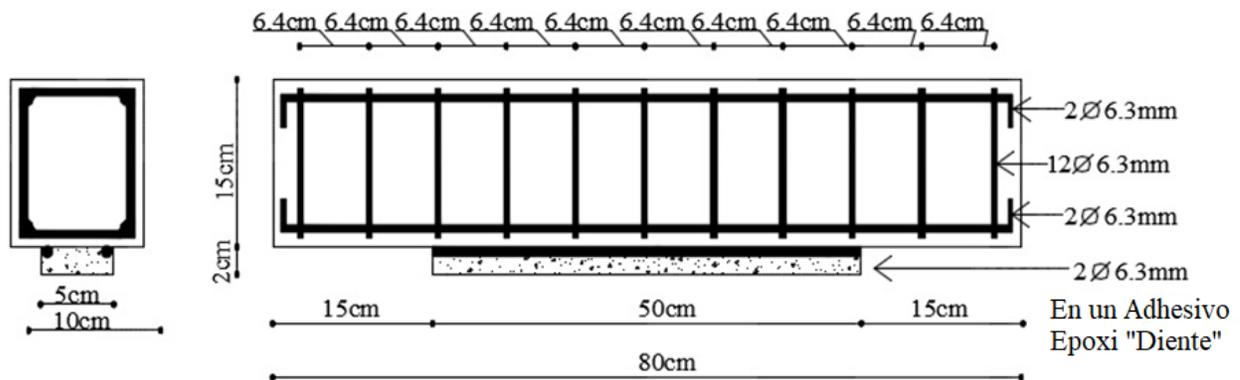


Figura 3. Detalles del refuerzo de la viga E2.

La viga E3 también se reforzó para flexionar con la inserción de dos barras de  $\phi$  6.3 mm y 50 cm de longitud en un "diente" formado con adhesivo epoxi. Para mejorar el anclaje de las barras de refuerzo al sustrato de la viga, se insertaron siete clips en forma de "U" de 7 cm de altura y 4.5 cm de ancho (ver más adelante en la Figura 7), que penetraron 5.5 cm en la viga (Figura 4).

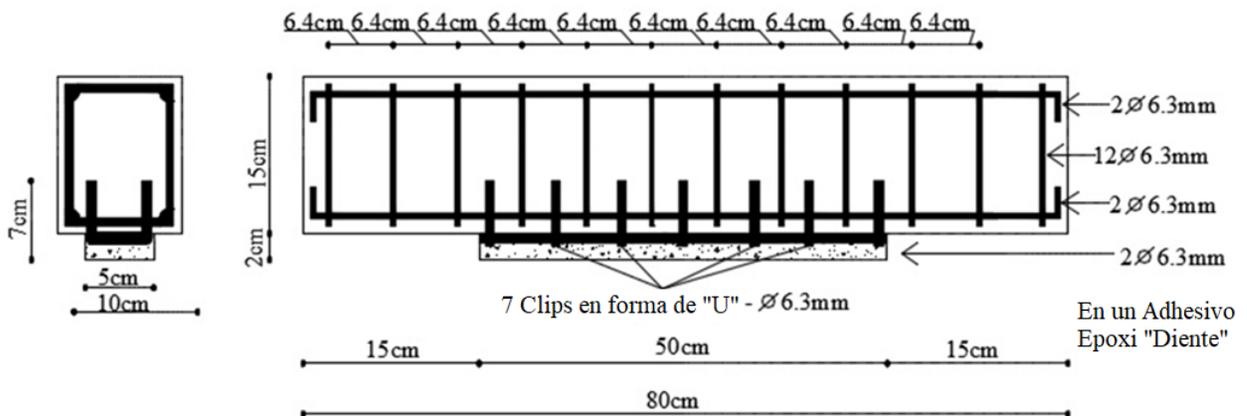


Figura 4. Detalles del refuerzo de la viga E3.

La viga E4 se reforzó para flexionar con la inserción de dos barras de  $\phi$  6.3 mm y 30 cm de longitud en un "diente" hecho con adhesivo epoxi. Los tamaños de estas barras se redujeron para permanecer casi completamente dentro de la región de flexión pura (Figura 5).

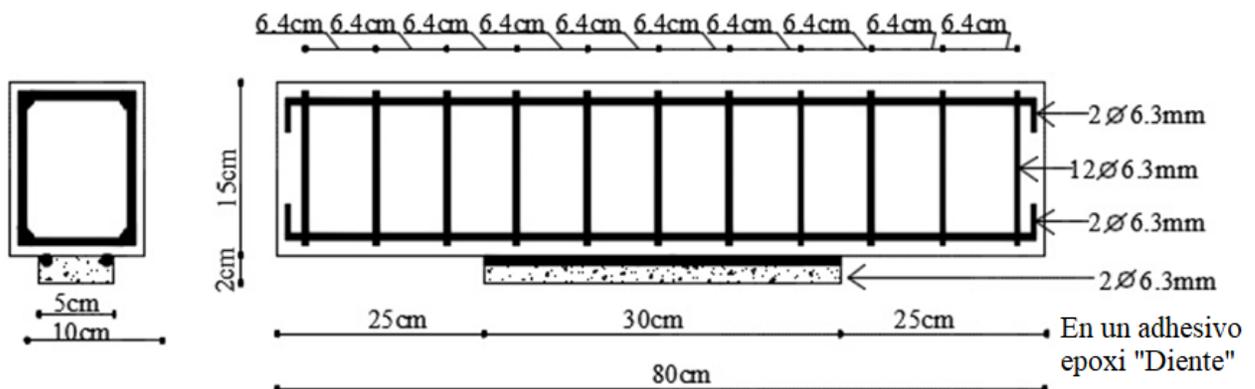


Figura 5. Detalles del refuerzo de la viga E4.

La viga E5 también se reforzó para flexionar con la inserción de dos barras de  $\phi$  6.3 mm y 30 cm de longitud en un "diente" formado con adhesivo epoxi. Como en la viga E4, los tamaños de estas barras se redujeron para que permanezcan prácticamente completamente dentro de la región de flexión pura (Figura 6). En la viga E5, para mejorar el anclaje de las barras de refuerzo al sustrato, se insertaron cuatro clips en forma de "U" con 7 cm de altura y 4.5 cm de ancho (según la Figura 7), que penetraron 5.5 cm en la viga (Figura 6).

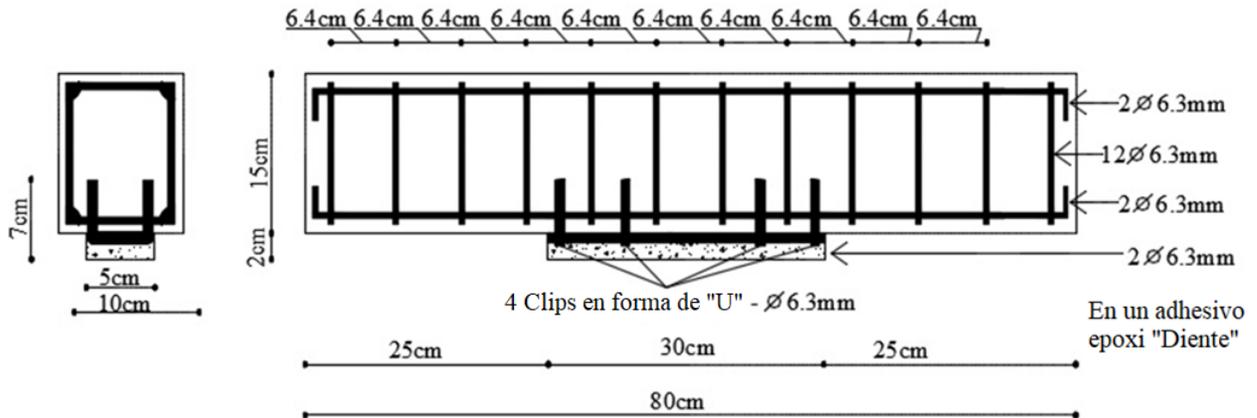


Figura 6. Detalles del refuerzo de la viga E5.

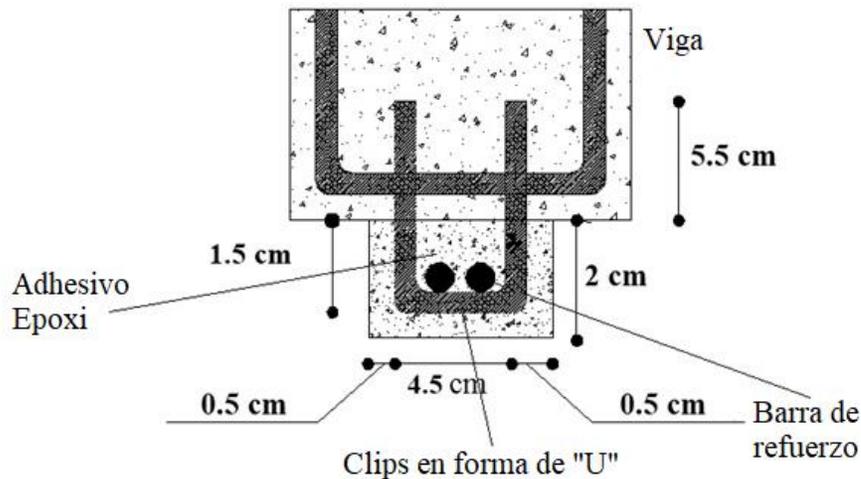


Figura 7. Detalles del clip insertado en las vigas E3 y E5 para ayudar en el anclaje entre el refuerzo y la viga.

La resistencia final a la compresión del hormigón ( $f_c$ ) se obtuvo mediante una prueba de compresión axial de las muestras cilíndricas el mismo día de las pruebas de las vigas, y logró una resistencia promedio de 34.91 MPa. La resistencia máxima a la tracción del hormigón ( $f_t$ ) se obtuvo mediante la prueba de tracción indirecta de muestras cilíndricas (prueba brasileña), en el mismo día de las pruebas de las vigas, y logró una resistencia promedio de 3.13 MPa. Las pruebas para obtener la resistencia a la compresión y la tracción del hormigón se realizaron de acuerdo con NBR 5739 (ABNT – NBR5739, 2007) y NBR 7222 (ABNT – NBR7222, 2011). La Tabla 1 enumera las características de las vigas probadas.

Tabla 1. Características de las vigas probadas.

Vigas	Refuerzo	Refuerzo inferior	Estribos	$f_y$ (MPa)	$E_s$ (GPa)	$f_c$ (MPa)	$f_t$ (MPa)	$E_{cs}$ (MPa)
E1	Sin refuerzo	2 $\phi$ 6.3 mm	12 $\phi$ 6.3 mm	500	210	34.91	3.20	29357.64
E2	2 $\phi$ 6.3 mm Longitud = 50 cm							
E3	2 $\phi$ 6.3 mm + 7U Longitud = 50 cm							
E4	2 $\phi$ 6.3 mm Longitud = 30 cm							
E5	2 $\phi$ 6.3 mm + 3U Longitud = 30 cm							
$f_y$ = Límite de rendimiento del acero según el fabricante; $E_s$ = Módulo de elasticidad del acero según el fabricante; $f_c$ = Resistencia promedio a la compresión del concreto en la fecha de la prueba; $f_t$ = Resistencia promedio a la tracción del concreto en la fecha de la prueba; $E_{cs}$ = Módulo de elasticidad secante del concreto calculado por NBR6118 (ABNT - NBR6118, 2014).								

Si bien las vigas analizadas tenían dimensiones reducidas en comparación con las vigas reales, es necesario enfatizar que el objetivo de este trabajo no fue determinar ninguna correlación entre el modelo reducido y un prototipo, a través de un análisis dimensional y leyes de similitud, en un análisis cuantitativo. El objetivo era comparar únicamente el comportamiento estructural de las vigas reforzadas (E2, E3, E4 y E5) y la viga de referencia (E1) en un análisis cualitativo.

## 2.2 Sistema de Prueba

Las vigas construidas en esta investigación se sometieron a pruebas experimentales realizadas en el Laboratorio de Materiales de la Universidad Estatal de Vale do Acaraú. Fueron sometidos a la prueba de Stuttgart, en la que se aplicaron dos fuerzas concentradas equidistantes de los soportes. Esto permitió estudiar el refuerzo en las regiones sometidas a flexión pura y donde también se observaron efectos de cortante (flexión simple). La Figura 8 ilustra una prensa hidráulica utilizada para las pruebas.

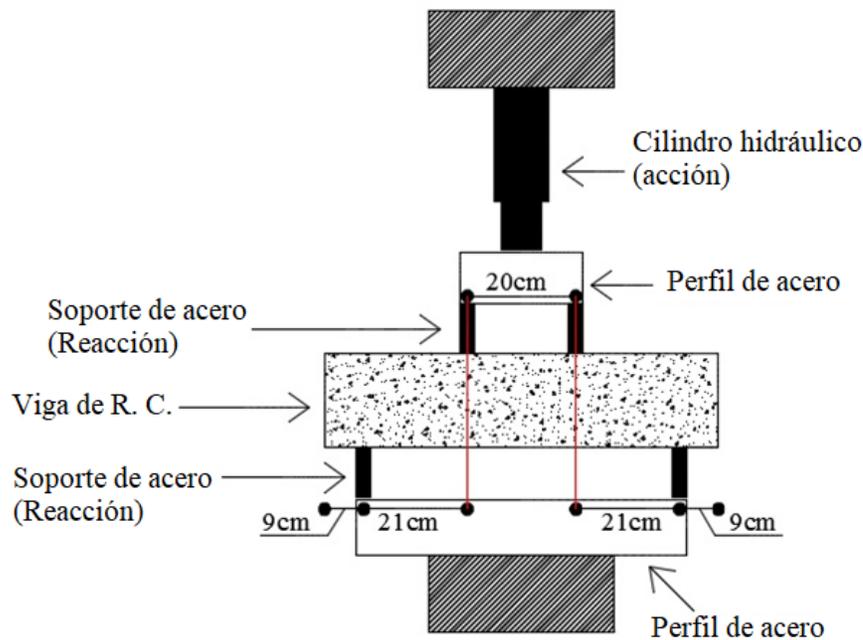


Figura 8. Detalles de la prensa utilizada con una viga en la prueba de Stuttgart.

Las pruebas experimentales se dividen en dos etapas. En la primera etapa, las vigas E2, E3, E4 y E5 están sujetas a una carga de craqueo de 50 kN, que equivale al 60% al 80% de la carga de falla. El objetivo de esta primera etapa era romper las vigas para simular la necesidad de refuerzo. Después de retirar la carga de 50 kN, las vigas se rehabilitaron con barras de acero y adhesivo epoxi. El adhesivo epoxi utilizado para ayudar al anclaje a reforzar las barras del sustrato de la viga fue Sikadur 31, que no se mezcló con arena. La resistencia a la compresión de Sikadur 31 a los tres días de edad fue de 60 MPa, y la rehabilitación siguió las recomendaciones del fabricante (Sika, 2015).

Una semana después de la rehabilitación, comenzó la segunda etapa de las pruebas experimentales, que consistió en cargar las vigas a través de la prueba de Stuttgart. El proceso se realizó con pasos de carga de 10 kN hasta que la viga presentaba fallas. En cada intervalo de la carga aplicada a la viga, se examinó la formación de grietas y se marcó con un marcador de pizarra para ayudar en la identificación de los modos de falla.

### 2.3 Modelo computacional

Las vigas para las pruebas experimentales también se simularon en el software ANSYS, que utiliza el método de elementos finitos para la discretización de estructuras. El modelado computacional con el software se realizó para replicar las condiciones de la prueba de Stuttgart realizada en el laboratorio. Por lo tanto, las mismas características de los materiales utilizados se consideraron para obtener resultados consistentes, que luego podrían correlacionarse con los resultados del análisis experimental. La Figura 9 ilustra el modelado de los estribos de la viga E1 y una de las otras cuatro vigas, debido a sus barras y espaciado idénticos.

Los soportes y los puntos de aplicación de las cargas se modelaron con un ancho de 20 mm, en lugar de 10 mm como en las pruebas, de modo que no hubo concentraciones de tensión en estas regiones, lo que podría hacer que la convergencia numérica sea compleja y provocar una falla temprana.

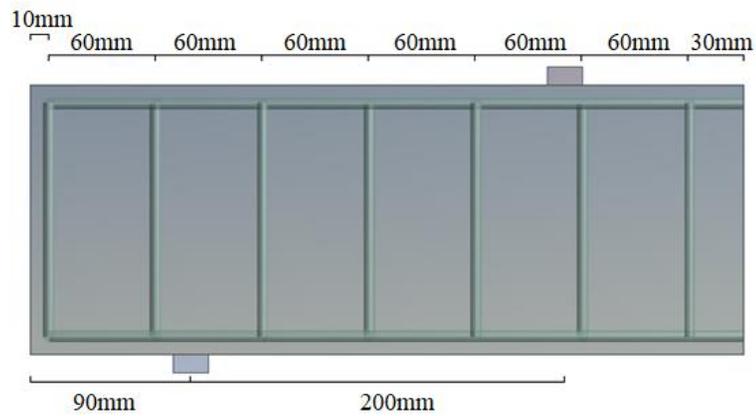


Figura 9. Modelado del refuerzo transversal (estribos) de la viga E1.

Para validar los resultados proporcionados por el software ANSYS con la literatura y estudiar el efecto de la discretización en la precisión de los resultados, las vigas se modelaron teniendo en cuenta las propiedades individuales del acero y los materiales de concreto: el módulo de elasticidad, el coeficiente de Poisson y las interacciones entre ambos materiales, como se indica en la Tabla 2.

Tabla 2. Propiedades de los materiales.

Características	Hormigón	Barras de Acero (CA-50)	Adhesivo Epoxi (Sikadur 31)
Módulo de elasticidad	26838 MPa <sup>(1)</sup>	210 GPa <sup>(2)</sup>	4.3 GPa <sup>(3)</sup>
Coefficiente de Poisson	0.2 <sup>(4)</sup>	0.3 <sup>(5)</sup>	0.2 <sup>(5)</sup>

<sup>(1)</sup> Módulo de elasticidad secante del hormigón calculado por NBR6118 (ABNT - NBR6118, 2014);  
<sup>(2)</sup> Módulo de elasticidad del acero según el fabricante;  
<sup>(3)</sup> Módulo de elasticidad del adhesivo epoxi según el fabricante;  
<sup>(4)</sup> Coeficiente de Poisson adoptado;  
<sup>(5)</sup> Coeficiente de Poisson según el fabricante.

Se utilizó el elemento tridimensional de ocho nodos Solid65 para modelar el concreto. Este sólido tiene tres grados de libertad en cada nodo, y es capaz de agrietarse y aplastarse bajo tensión y compresión, respectivamente. Este elemento considera el criterio de falla de Willam-Warnke para la compresión, y la región tensada del concreto se considera un material isotrópico con ablandamiento. El elemento se ilustra en la Figura 10.

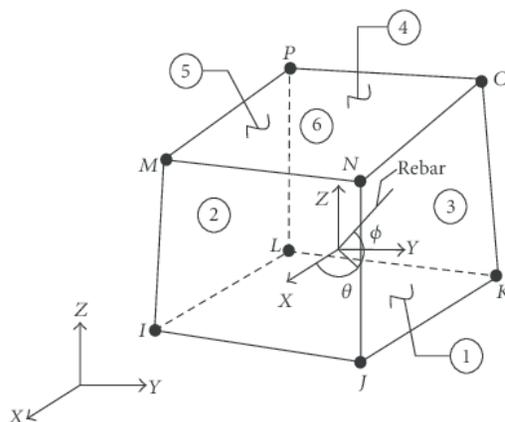


Figura 10. Geometría del elemento Solid65 (Ansys, 2013)

El elemento tridimensional Link180 se utilizó para modelar los refuerzos. Este elemento tiene dos nodos con tres grados de libertad en cada nodo, y se usa ampliamente para representar barras, armaduras y cables de manera simplificada. Este elemento solo resiste las fuerzas axiales y asume que el material exhibe el mismo comportamiento bajo compresión y tensión. Un modelo elastoplástico se define con un gráfico de tensión-tensión bilineal como criterio de falla.

El elemento Shell181 se utilizó para modelar las barras de refuerzo y el adhesivo epoxi. Este tipo de elemento se utiliza principalmente para modelar revestimientos con fibras de carbono, pero también puede usarse para modelar el refuerzo externo con barras de acero. Este elemento tiene cuatro nodos con seis grados de libertad en cada nodo y la capacidad de plasticidad, y su profundidad se considera en el análisis.

El tamaño de la malla fue de 10 mm. Según Muliterno y Pravia (Muliterno y Pravia, 2016), en el análisis no lineal, la carga se divide en una serie de subpasos de modo que en cada subpaso la matriz de rigidez se actualice para considerar las alteraciones no lineales en la rigidez estructural antes de pasar a la siguiente subpaso. Este análisis utilizó 500 subpasos, y en cada paso de carga, la carga se aplicó de abajo hacia arriba y se utilizó un criterio de convergencia basado en la fuerza. La carga se aplicó hasta que se produjo un error de magnitud, que se consideró como el momento del fallo. Los soportes se insertaron en las dos caras superiores de los elementos de reacción y se definieron como desplazamientos cero en los ejes X, Y y Z. El comando CEINTF se ejecutó para combinar los nodos de la viga y el refuerzo, considerando que había una perfecta adherencia entre ambos materiales.

### 3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

#### 3.1 Cargas y modos de falla

Después de una verificación visual de las condiciones de las vigas después de la falla, cada viga probada se correlacionó con el modelo computacional y se comparó con la viga de referencia.

Después de que todas las vigas alcanzaron su carga final, se realizó una comparación entre las vigas rehabilitadas y de referencia, analizando las cargas finales y los modos de falla. También se identificó el método de refuerzo más eficiente entre las vigas reforzadas. La Tabla 3 enumera los detalles de los métodos de refuerzo, carga final y modo de falla de cada viga.

Table 3. Descripción de los métodos de reforzamiento, cargas y modos de falla de las vigas.

Viga	Refuerzo	V <sub>ANSYS</sub> (kN)	V <sub>Exper</sub> (kN)	V <sub>Exper</sub> / V <sub>Ansysis</sub>	Modo de falla
E1	Sin refuerzo	85.00	80.00	0.94	Flexión
E2	2φ6.3 mm Longitud = 50 cm	89.75	108.00	1.20	Flexión
E3	2φ6.3 mm + 7U Longitud = 50 cm	87.75	96.00	1.09	Cizallamiento (puntal comprimido)
E4	2φ6.3 mm Longitud = 30 cm	90.00	116.00	1.29	Flexión
E5	2φ6.3 mm + 3U Longitud = 30 cm	80.00	74.00	0.93	Flexión

V<sub>Ansysis</sub> = Carga computacional de fallas indicada por el software Ansys;  
V<sub>Exper</sub> = Carga experimental de falla.

### 3.2 Efecto del modo de solicitación

En las pruebas experimentales, cuando las vigas se sometieron a la segunda etapa, la viga E2 alcanzó una carga máxima de 108 kN, y se verificó que falló después del reforzamiento no unido de la viga, causando fallas por flexión. La comparación con la viga de referencia (E1) verificó que su resistencia aumentó en un 35%.

El análisis de los resultados de la prueba de la viga E3 reveló que falló después del reforzamiento no unido del sustrato de la viga. Sin embargo, a diferencia de viga E2, tenía un modo de falla diferente debido a la compresión del puntal. La comparación con la viga de referencia verificó que la resistencia mecánica de la viga E3 aumentó en un 20%.

El análisis de los resultados de la viga E4 verificó similar a las vigas E2 y E3; falló por flexión después del reforzamiento no unido de la viga. A pesar de las indicaciones de un puntal comprimido causado por los clips, el modo de falla fue la falla por flexión. Exhibió un aumento del 45% en su resistencia con respecto la viga de referencia.

La viga E5 tenía el mismo modo de falla que las vigas E2 y E4; fue causada por la flexión después del refuerzo no unido de la viga. En comparación con la viga de referencia, su resistencia disminuyó un 7.85%. La figura 11 muestra las vigas probadas después de su falla.

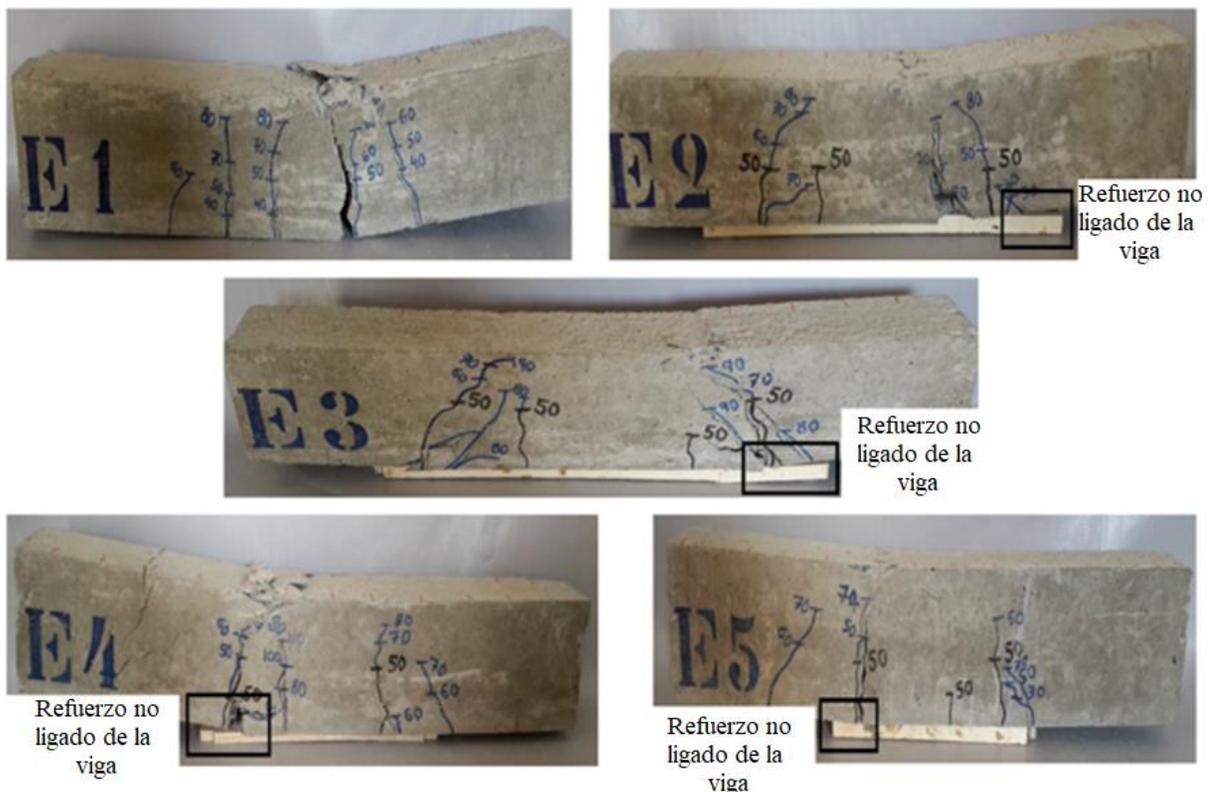


Figura 11. Vigas E1, E2, E3, E4 y E5 después de la falla.

Los resultados obtenidos a través del software ANSYS verificaron que las cargas finales producidas por el software estaban de acuerdo con los resultados obtenidos en las pruebas experimentales. Los modos de falla de las vigas y la variación en los resultados en comparación con la viga de referencia también fueron similares. Sin embargo, hubo una diferencia en el refuerzo: en la prueba experimental, el refuerzo se desprendió de las vigas antes de que fallaran, pero en el análisis, esto no ocurrió porque no se consideró la fricción entre la viga y el refuerzo. La Figura 12 presenta la gráfica de carga-desplazamiento de las cinco vigas obtenidas del análisis computacional.

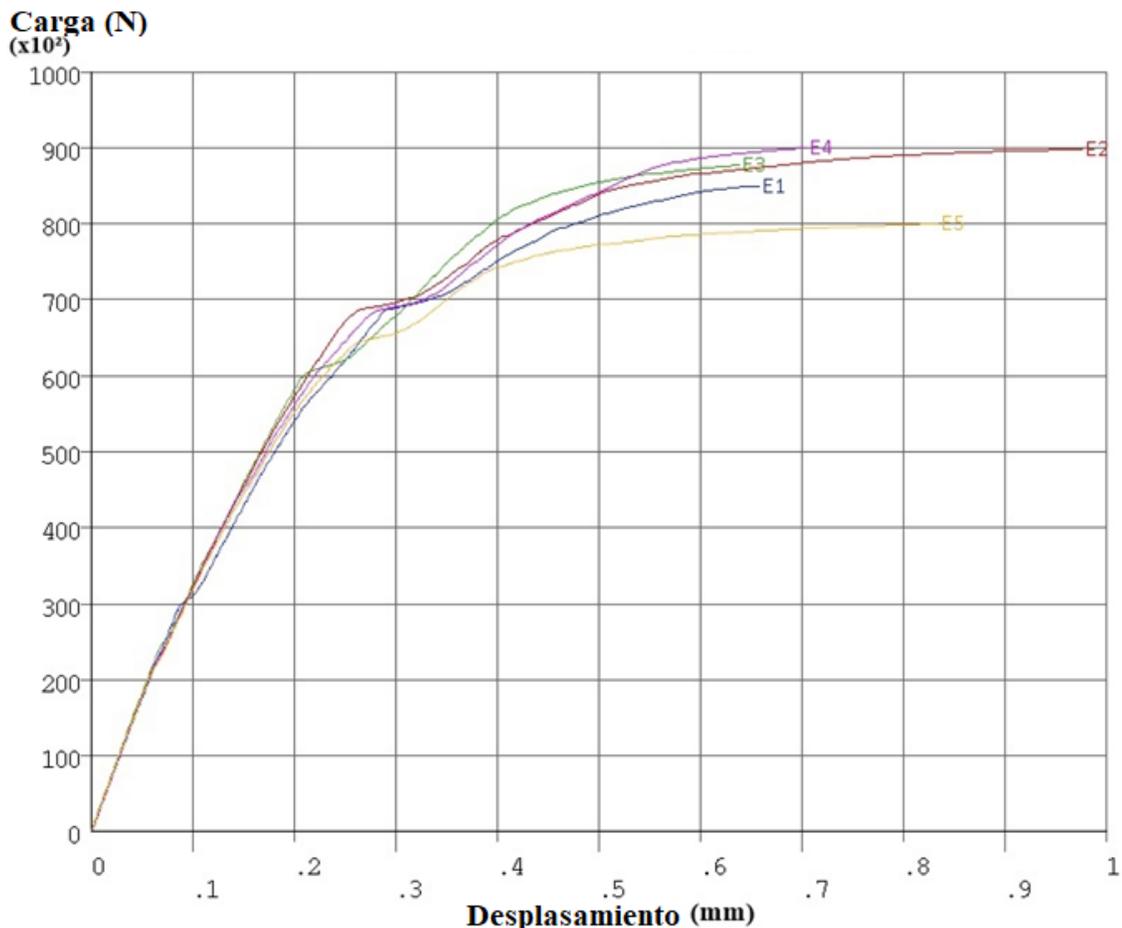


Figura 12. Diagrama de carga-desplazamiento de todas las vigas en la misma escala.

Dahmani, Khennane y Kaci (Dahmani, Khennane y Kaci, 2010) enfatizaron la simbología de ANSYS para los tipos de falla debida a la flexión (por grieta de flexión), corte (por grieta de corte) y compresión (por aplastamiento). Estas simbologías se presentan como las etiquetas en la Figura 13. Además, Dahmani, Khennane y Kaci (2010) afirmaron que estos símbolos también podrían combinarse según el tipo de falla. Es importante enfatizar que este tipo de falla mostrada por ANSYS es una falla local, por ejemplo, la apertura de una grieta y una trituración localizada. Solo no proporciona el fallo de toda la viga. Una combinación de estas fallas localizadas es lo que caracteriza la falla de la viga como un todo.

El objetivo del análisis numérico de las vigas reforzadas fue mostrar la distribución de la tensión en las vigas después de la inserción de la intensificación, para proporcionar resultados para la comparación con los resultados experimentales.

El análisis de la imagen, según lo generado por ANSYS (Figura 13), muestra el rayo craqueado en el instante anterior a la falla, así como la ubicación de los clips y el refuerzo. Esto verifica que en la región donde se refuerza la viga, la apariencia de las tensiones de compresión es muy perceptible, principalmente cuando el primer clip se inserta en la viga (de izquierda a derecha). A partir de la correlación con la prueba experimental, se puede observar que esta es la misma región donde se aplasta el concreto (Figura 11), es decir, la región donde la viga sufre una falla.

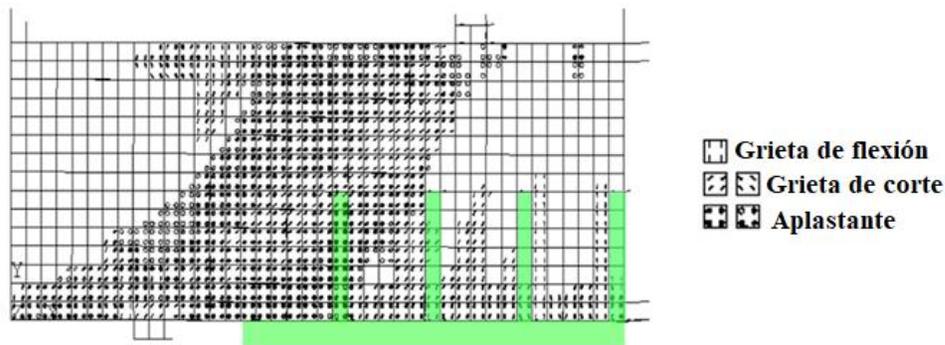


Figura 13. Patrón de grietas y aplastamiento generado por ANSYS para la viga E3.

El uso de clips en el reforzamiento de las vigas, cuyo objetivo era mejorar el anclaje, generó concentraciones de esfuerzos indeseables en las vigas. En el análisis de este problema utilizando el modelo de puntal y amarre, se observó un puntal secundario desde la parte superior de la presilla hasta la parte inferior del estribo, que sobrecargó el puntal existente (Figura 14).

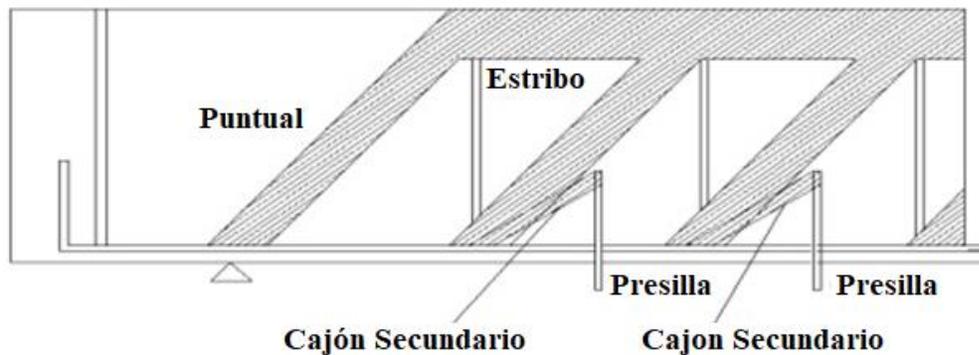


Figura 14. Modelo de puntal y amarre para vigas E3 y E5.

#### 4. CONCLUSIONES

En este trabajo, el análisis de los resultados verificó que las vigas con clips ayudaron en el anclaje entre la viga y el refuerzo (E3 y E5). Más precisamente, para viga E3, el modo de falla fue un puntal comprimido, que podría ser razonado por el aumento en el campo de compresión de la viga causado por la adición de los clips. Para la viga E5, que falló bajo una carga menor que la viga de referencia (E1), se verificó que después de perforar la viga para insertar los clips, se redujo su rigidez, lo que dañó la resistencia de la viga.

La viga E4 experimentó la mayor carga de falla, y solo fue distinguible de la viga E2, para la cual se usó la misma técnica de refuerzo, a través de su longitud. Se puede concluir que el refuerzo de la viga E2 fue efectivo en la región de flexión simple hasta que se desprendió de la viga y sufrió una falla. El refuerzo de la viga E4 fue efectivo en la región de flexión pura, lo que explica su mayor carga final en comparación con la viga E2 y todas las demás vigas probadas.

El objetivo del análisis computacional de las vigas reforzadas fue mostrar la distribución de la tensión en las vigas después de la inserción del refuerzo para compararlos con los resultados reales y validarlos. Por lo tanto, se puede concluir que, en general, el análisis realizado simuló satisfactoriamente las pruebas experimentales, explicando el fallo debido a la compresión diagonal de la viga E3.

El análisis de las vigas reforzadas y de referencia reveló que las vigas E2 y E4 estaban bajo cargas finales superiores en comparación con las otras vigas. Sin embargo, se puede concluir que, en este

estudio, la adición de los clips a las vigas E3 y E5 dañó su resistencia. Además, la falta de unión del refuerzo, que se produjo en todas las vigas reforzadas, se debió a que la resina epoxi tiene un módulo de elasticidad significativamente más bajo que el de los otros materiales del sistema. Por lo tanto, cuando se cargó una viga reforzada, debido a una rigidez insuficiente, la resina no transfirió toda la tensión que recibió de la cara inferior de la viga. Esto dio lugar a la desvinculación del refuerzo, lo que indica que solo el acero funciona. El escenario sería diferente si los materiales tuvieran módulos de elasticidad similares. Por lo tanto, a pesar de que las vigas E2, E3 y E4 tienen mayores cargas finales que las vigas de referencia, el sistema no funciona de manera eficiente. Por lo tanto, no se recomienda utilizar este tipo de refuerzo porque es ineficaz y puede ser peligroso. Es importante enfatizar que las conclusiones de este trabajo se limitan solo a los resultados de las pruebas de las cinco vigas presentadas aquí. Otros estudios de investigación futuros con más pruebas de vigas y con y sin refuerzo son necesarios para una mejor validación de esta investigación.

## 5. REFERENCIAS

- Alfaiate, J., Costa, R. (2004). “*O reforço de vigas de betão armado com chapas metálicas coladas com resina*”. Métodos Computacionais em Engenharia, APMTAC, Portugal, pp 1-13. <http://hdl.handle.net/10400.1/1397>
- Altun, F. (2004) “*An experimental study of jacketed reinforced concrete beams under bending*”. Construction and Building Materials, 18 (8), pp. 611-618. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2004.04.005>
- Ansys (2013). “*Ansys Mechanical APDL Technology Structural Analysis Guide*”. ANSYS Inc. Release 15.0, Southpointe, 498p.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2014), *NBR 6118: Projetos de Estruturas de Concreto - Procedimento*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2007), *NBR 5739: Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos - Método de ensaio*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (1994), *NBR 7222: Argamassa e concreto - Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos - Método de ensaio*. Rio de Janeiro.
- Cheong, H. K., MacAlevey, N. (2000), “*Experimental behavior of jacketed reinforced concrete beams*”. Journal of Structural Engineering - ASCE, 126(6), pp. 692-699. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2000\)126:6\(692\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2000)126:6(692))
- Dahmani, L., Khennane, A., Kaci, S. (2010), “*Crack identification in reinforced concrete beams using ANSYS software*”. Strength of Materials Journal, 42 (2). pp. 232-240.
- Deghenhard, C. C., Teixeira, T., Vargas, A., Vito, M., Piccinini, A. C., Do Vale Silva, B. (2016), “*Análise experimental de distintas configurações de chapa metálica no reforço à flexão em vigas de concreto armado*”. Revista Alconpat, v. 6, n° 2, pp 190-201. DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v6i2.138>
- Helene, P. R. L. (2000). “*Manual para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto*”. 2ª ed, São Paulo: Editora Pini, 213 p.
- Lima, E. M. F. (2015) “*Estudo teórico-experimental de vigas de concreto armado reforçadas à flexão com barras de aço em dentes de adesivo epóxi*”. Sobral. Trabalho de Conclusão de Curso - Universidade Estadual Vale do Acaraú (UVA).
- Muliterno, B. K., Pravia, Z. M. C. (2016) “*Modelo para vigas de concreto armado*”. Técnica: Revista de Tecnologia da Construção (São Paulo), v. 231, pp. 22-25.

- Reis, A. P. A. (1998). “*Reforço de vigas de concreto armado por meio de barras de aço adicionais ou chapas de aço e argamassa de alto desempenho*”. São Carlos. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo.
- Reis, A. P. A. (2003). “*Reforço de vigas de concreto armado submetidas a pré-carregamento e ações de longa duração com aplicação de concretos de alta resistência e concretos com fibras de aço*”. São Carlos. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo.
- Santos, E. W. F. (2006). “*Reforço de vigas de concreto armado à flexão por encamisamento parcial*”. Rio de Janeiro. Dissertação (Mestrado) - Coppe - UFRJ.
- Sika (2015). “*Manual Técnico – Produtos Sika*”. Osasco: Sika, 671 p.

## Evaluación del ensayo de ultrasonido para la estimación de la profundidad de fisuras en concreto

M. T. A. Silva<sup>1\*</sup> , J. H. A. Rocha<sup>2</sup> , E. C. B. Monteiro<sup>1</sup> , Y. V. Póvoas<sup>1</sup> , E. R. Kohlman Rabbani<sup>1</sup> 

\*Autor de Contacto: [marcelajtavares@hotmail.com](mailto:marcelajtavares@hotmail.com)

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i1.289>

Recepción: 08/01/2019 | Aceptación: 18/10/2018 | Publicación: 30/12/2018

### RESUMEN

Este trabajo tuvo como objetivo evaluar el ensayo de ultrasonido para estimar la profundidad de fisuras en concreto, utilizando un modelo matemático de la literatura, además de verificar la profundidad con mejores resultados. Se moldearon 4 prismas de hormigón para cada profundidad de fisura propuesta (5 cm, 10 cm y 15 cm), simuladas a través de chapas de zinc, colocadas durante el moldeado y retiradas antes de que el hormigón endurezca. Los resultados muestran que el ensayo es sensible para detectar la presencia de fisuras en el hormigón. El modelo matemático utilizado permitió estimar la mayoría de las profundidades de fisuras; pero los resultados se presentan dispersos y con un margen de error elevado para las profundidades de 5 cm y 15 cm, ya para 10 cm se presentó mejores resultados.

**Palabras clave:** ultrasonido; fisuras; concreto.

**Citar como:** M. T. A. Silva, J. H. A. Rocha, E. C. B. Monteiro, Y. V. Póvoas, E. R. Kohlman Rabbani (2019), "Evaluación del ensayo de ultrasonido para la estimación de la profundidad de fisuras en concreto", Revista ALCONPAT, 9 (1), pp. 79 – 92, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i1.289>

<sup>1</sup> Universidade de Pernambuco, Recife, Brasil.

<sup>2</sup> Universidad Privada del Valle, Cochabamba, Bolivia.

### 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](mailto:alconpat.int@gmail.com), Página Web: [www.alconpat.org](http://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.

## Evaluation of the ultrasound test for estimating the depth of cracks in concrete

### ABSTRACT

The objective of this study is to evaluate the ultrasound test to estimate the depth of cracks in concrete, using a mathematical model published in the literature, and to verify this depth with more accurate results. Four concrete test specimens were molded for each proposed crack depth (5 cm, 10 cm, and 15 cm), simulated using zinc plates, placed during molding and removed before concrete hardening. The results show that the test is sensitive enough to detect the presence of the cracks in the concrete. The mathematical model used allowed for an estimation of the depths of most cracks, but the results are scattered and have a high margin of error for the depths of 5 cm and 15 cm. The cracks of 10-cm depth produced better results.

**Keywords:** ultrasound test; cracks; concrete.

## Avaliação do ensaio de ultrassom para a estimação da profundidade de fissuras em concreto

### RESUMO

Este trabalho teve como objetivo avaliar o ensaio de ultrassom para estimar a profundidade de fissuras em concreto, utilizando modelo matemático da literatura, também verificar a profundidade com melhores resultados. Foram moldados 4 prismas de concreto para cada profundidade de fissura proposta (5 cm, 10 cm e 15 cm), simuladas através de chapas de zinco, colocadas durante a moldagem e retiradas antes do concreto endurecer. Os resultados mostram que o ensaio é sensível para detectar a presença de fissuras no concreto. O modelo matemático utilizado permitiu estimar a maioria das profundidades de fissuras; mas, os resultados apresentam-se dispersos e com margem de erro elevada para as profundidades de 5 cm e 15 cm, já para 10 cm apresentou melhores resultados.

**Palavras chave:** ultrassom; fissuras; concreto.

## 1. INTRODUCCIÓN

Las fisuras son las manifestaciones patológicas más comunes en las estructuras de hormigón, normalmente aparecen como el resultado de los esfuerzos de tracción, los cuales el hormigón tiene dificultad para absorber. Entre los tipos de fisuras, se tienen aquellas como el resultado de los esfuerzos provocados por fenómenos térmicos o de retracción - que no traen peligro estructural, pero comprometen la estanqueidad y desempeño - y las provenientes de la falta de capacidad de la estructura en absorber tensiones, sea por subestimación de los esfuerzos durante el dimensionamiento o por la disminución de la resistencia del material, siendo estas últimas las más preocupantes según Silva Filho y Helene (2011). La detección oportuna de estos defectos puede evitar el rápido deterioro y prolongar la vida útil de las estructuras (Aggelis et al., 2010).

La evaluación de estructuras normalmente se la realiza a través de una inspección visual, cuyos resultados son subjetivos porque dependen de la experiencia del inspector (Rocha y Póvoas, 2017). Sin embargo, existen varios ensayos no destructivos (END) que permiten extraer información importante de las propiedades del concreto (Rehman et al., 2016), estos ensayos normalmente son utilizados para localizar y evaluar defectos en el concreto endurecido (Lorenzi et al., 2016). Lee, Chai y Lim (2016) consideran que los métodos disponibles de evaluación de fisuras de hormigón presentan sus propias limitaciones. Las técnicas de END más utilizadas en la inspección de estructuras de hormigón son: el ultrasonido (Aggelis et al., 2010), la termografía infrarroja

(Bagathiappan et al., 2013), la pacometría (Maran et al., 2015), el radar (Dabous et al., 2017) y la esclerometría (Tomazali y Helene, 2017).

El ensayo de ultrasonido puede determinar el módulo de elasticidad y masa específica del concreto (Pacheco et al., 2014), estimar la resistencia a la compresión con buena aproximación (Bungey, Millard y Grantham, 2006), como también localizar y dimensionar discontinuidades en la estructura (Menezes et al., 2016).

Varios trabajos vienen siendo desarrollados para detectar fallas y fisuras en el concreto a través del ensayo de ultrasonido (Aggelis et al., 2010; Wolf, Pirskawetz y Zang, 2015) y otros para estimar la profundidad de estas (Bungey, Millard y Grantham, 2006; Pinto et al., 2010; Souza, 2016). El trabajo desarrollado por In et al. (2017) utilizó la técnica de ultrasonido difusa para estimar la profundidad de fisuras en piezas de concreto que simulaban vigas reales, realizando una simulación bidimensional de elementos finitos, su investigación concluyó que es posible estimar la profundidad de fisuras como desvíos de 1 cm em relación a su medida central real. Seher et al. (2013) también utilizaron el ultrasonido difuso, combinando simulaciones bidimensionales con elementos finitos, para esto, analizaron los parámetros de onda para verificar sus variaciones en elementos fisurados y no fisurados. Llegando a la conclusión que es posible estimar la profundidad de fisuras con un error máximo de 10%.

Se demuestra que, en todas las investigaciones, los resultados son influenciados por varios factores como: profundidad de fisura, calidad de concreto, saturación del material, entre otros. En este contexto, el objetivo del presente artículo es evaluar el ensayo de ultrasonido para la estimación de la profundidad de fisuras en estructuras de concreto y, específicamente, la influencia de la profundidad de las fisuras en los resultados. Analizando la variación del tiempo que lleva el recorrido de la onda en las regiones fisuradas y no fisuradas.

## 2. PROCEDIMIENTO DEL ENSAYO DE ULTRASONIDO

Los equipos de ultrasonido utilizados en el concreto están diseñados para generar ondas longitudinales, también denominadas ondas sonoras (Bungey, Millard y Grantham, 2006). Solo las que se encuentran en el rango de frecuencia entre 20Hz y 20.000Hz son perceptibles al oído humano, ya las ondas inferiores a 20Hz se denominan infrasónicas y las ondas superiores a 20.000Hz son denominadas ultrasónicas (Posani et al., 2017).

Los resultados obtenidos por el ensayo se ven afectados por diversos factores como la distancia entre las superficies de contacto de los transductores; la presencia de armadura, principalmente en el sentido de propagación de la onda; la masa específica del concreto, que depende de la dosificación y de las condiciones del hormigonado; el tipo, la masa específica y otras características del agregado; el tipo de cemento y grado de hidratación; el tipo de vibrado, y la edad del concreto (Pacheco et al., 2014, Lorenzi et al, 2013, Mohamad et al., 2015).

La ejecución del ensayo de ultrasonido en estructuras de concreto presenta diversas ventajas, tales como: el equipo utilizado para el ensayo es de fácil operación y no tiene un costo muy elevado; es un ensayo no destructivo, y puede aplicarse en cualquier momento, ya que no deteriora la estructura. Sin embargo, el ensayo tiene algunas limitaciones, pues la interpretación de sus resultados es meramente cualitativa en relación con la calidad del concreto, por lo que es necesario utilizarlo junto con otros ensayos para obtener resultados más conclusivos (Aggelis et al., 2010).

El ensayo de ultrasonido en Brasil está regulado por la NBR 8802 - Concreto endurecido - Determinación de la propagación de ondas ultrasónicas (ABNT, 2013). Según la norma, existen tres maneras para la transmisión de las ondas sobre la superficie del concreto: forma directa, semidirecta e indirecta, como se muestra en la Figura 1.

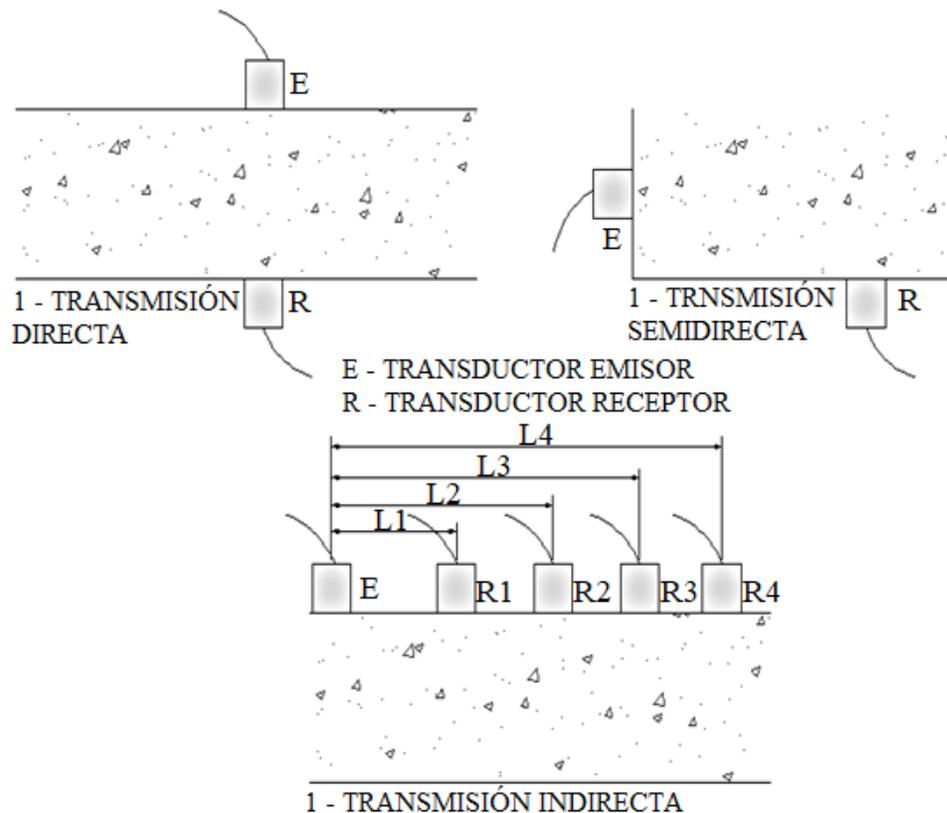


Figura 1. Posicionamiento de los transductores (ABNT, 2013)

### 3. METODOLOGIA

Para alcanzar el objetivo de la presente investigación, fueron moldeados prismas de concreto a fin de representar elementos reales, en los cuales fueron inducidas fisuras para estimar la profundidad de estas utilizando el modelo matemático propuesto por Bungey, Millard y Grantham (2006). Se realizaron un total de 12 prismas de concreto, cuatro para cada una de las tres profundidades de fisuras propuestas (5 cm, 10 cm y 15 cm) y se consideraron cuatro distancias entre los transductores para la realización del ensayo (10 cm, 20 cm, 30 cm y 40 cm).

Para facilitar el análisis de los resultados, los prismas fueron divididos en 3 grupos (series) de acuerdo con la profundidad de la fisura: Serie I - prismas con 5 cm de profundidad; Serie II - prismas con 10 cm de profundidades, y Serie III - prismas con 15 cm de profundidad.

El equipo utilizado fue 58-E4800 UPV, de frecuencia estándar de 54 KHz y con transductores de 50 mm de diámetro (CONTROLS GROUP, 2017).

#### 3.1 Primas de concreto

Las dimensiones de los prismas de concreto fueron 20 x 20 x 50 cm. La fisura fue inducida en el eje de estos a través de la colocación de una chapa de cinc, espesor de 0,95 mm, la cual fue retirada antes de que el concreto endureciera. Todos los prismas fueron ejecutados con la misma altura, pues en la revisión bibliográfica no se encontró la influencia directa de este parámetro en los resultados. La Figura 2 muestra el detalle de los cuerpos de prueba.

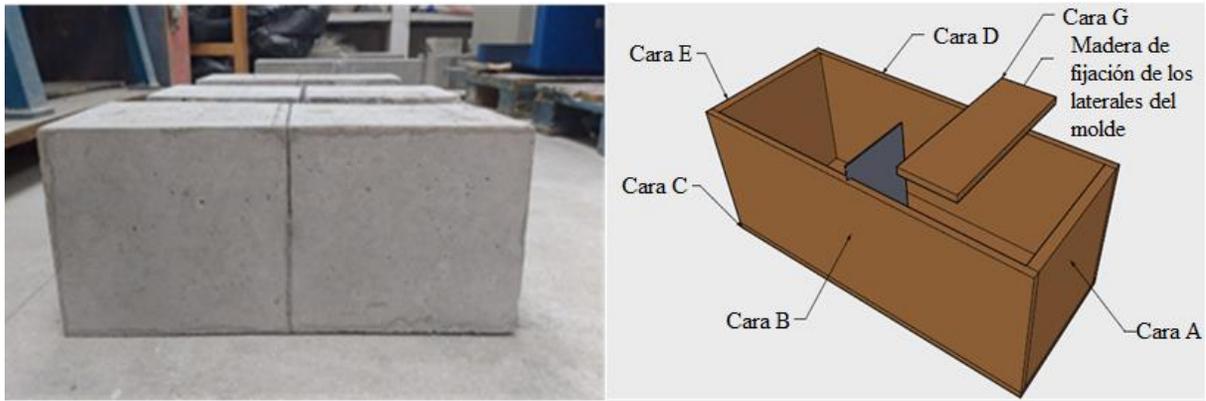


Figura 2. Detalle de los prismas de concreto

La relación agua/cemento utilizada fue de 0,5 y la dosificación (Cemento: Grava: Arena) fue de 1: 1,46: 2,51. El cemento utilizado fue el CPII Z-32. La grava y la arena fueron ensayadas de acuerdo con la NBR 7211 (ABNT, 2009), donde la distribución granulométrica encontrada atendió a los límites recomendados y el diámetro máximo de la grava utilizada fue de 19 mm.

Con el propósito que la cantidad de prismas utilizados en el trabajo sea representativa para el uso de la estadística en el análisis de los resultados, es importante que las observaciones de las variables independientes estén en una proporción mayor de 5 para 1, en otras palabras, 5 observaciones para cada variable independiente; sin embargo, el nivel recomendado está entre 15 y 20 para 1 variable, para que la muestra sea considerada representativa (Hair et al., 2009). En el presente estudio se consideraron 2 variables, profundidad de fisura y distancia de ejecución del ensayo, las cuales multiplicadas por 20, dan la cantidad ideal de 40 observaciones. No obstante, en total se realizaron 96 observaciones (4 prismas x 3 profundidades x 4 distancias x 2 Repeticiones), valor por encima de la cantidad recomendada.

### 3.2 Modelo matemático de estimación de profundidad de fisuras propuesto por Bungey, Millard y Grantham (2006)

El modelo permite estimar la profundidad de fisura perpendicular a la superficie de hormigón cuando el modo de transmisión es indirecto. Por lo tanto, los transductores deben colocarse equidistantes de la fisura, como se muestra en la Figura 3 (a) y (b).

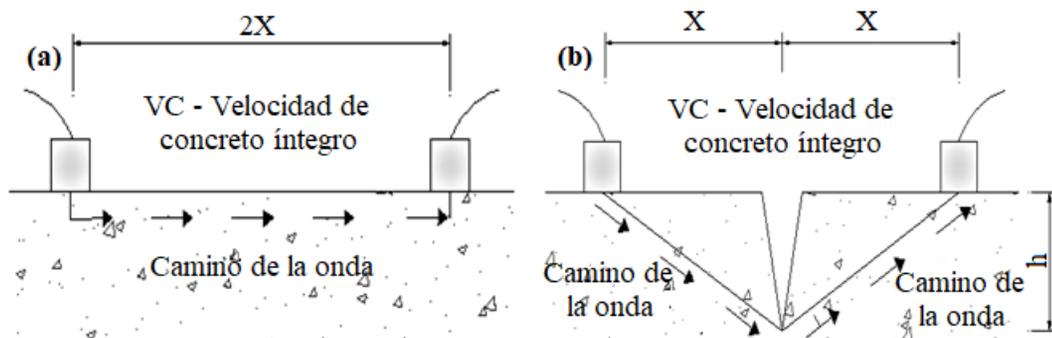


Figura 3 - (a) Recorrido de la onda en el concreto íntegro, (b) Recorrido de la onda alrededor de la fisura

Para aplicar este modelo, se debe adoptar como "Vc" la velocidad de la onda ultrasónica en el concreto íntegro obtenido a través del modo indirecto. Es decir, se encuentra una velocidad "Vc" en una región del concreto sin fisura con una distancia  $Y = 2X$  entre los transductores.

Considerando que la onda se desviará de la fisura y que la velocidad será la misma por tratarse del mismo material, en el momento de la realización de la lectura en la región con fisura a una distancia "X" del eje de la fisura al transductor, como se muestra en la Figura 3, es posible estimar la profundidad de la fisura. La diferencia entre estos dos recorridos se dará en el tiempo de propagación de la onda, ya que la velocidad "Vc" será la misma.

El modelo tiene como premisa que la velocidad será igual para los dos recorridos y que la onda se desviará, por tratarse de una onda mecánica, la cual necesita un medio para propagarse. La ecuación (1) representa el modelo matemático, que es el resultado de velocidades iguales en ambas trayectorias de la onda.

$$h = x \sqrt{\left(\frac{T_f}{T_c}\right)^2 - 1} \quad (cm) \quad (1)$$

Donde:

h = profundidad de la fisura estimada por el modelo (cm);

x = distancia del eje del transductor al eje de la fisura (cm);

Tc = tiempo de propagación de la onda en el concreto íntegro, definido como la ecuación (2).

$$T_c = \frac{2x}{V_c} \quad (\mu s) \quad (2)$$

Tf = tiempo de propagación de la onda alrededor de la fisura, definido como la ecuación (3).

$$T_f = \frac{2\sqrt{x^2+h^2}}{V_c} \quad (\mu s) \quad (3)$$

### 3.3 Ejecución del ensayo

El ensayo de ultrasonido fue ejecutado a través del modo indirecto, evitando rugosidades en la superficie ensayada como indica la NM -58 (ABNT, 1996). La calibración del equipo se realizó antes de iniciar las mediciones de acuerdo con el procedimiento descrito en el manual (CONTROLS GROUP, 2017).

Se ha demarcado una malla de observaciones en la superficie ensayada, compuesta por dos líneas, superior e inferior, cuyo detalle se presenta en la Figura 4. En todos los puntos del ensayo donde se realizaron las mediciones se aplicó vaselina como acoplamiento del transductor a la superficie.

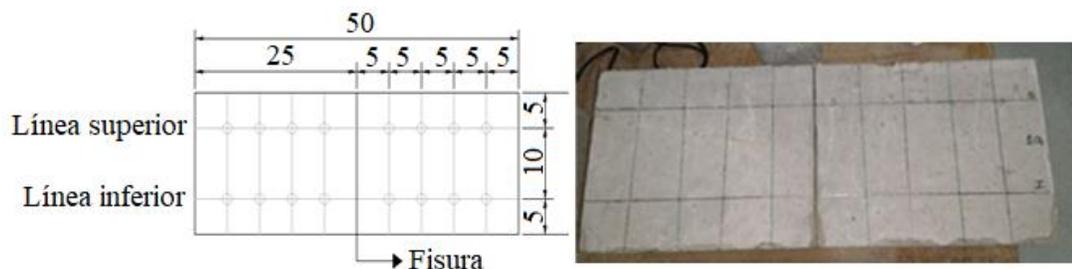


Figura 4. Esquema de la marcación del ensayo

Para cada punto de la malla, se realizaron dos lecturas de tiempo a través del ultrasonido y se consideró la media de las dos para aplicación del modelo.

La NBR 8802 (ABNT, 2013) proporciona directrices para la obtención de la velocidad de la onda a través del modo indirecto, donde el transductor emisor tiene un punto fijo y el transductor receptor se desplaza a distancias determinadas. Con los datos obtenidos se realiza un gráfico de tiempo versus distancia, para luego ser trazado la recta que mejor se ajusta a los puntos, donde la tangente de la recta es la velocidad de la onda.

Para aplicar el modelo de Bungey, Millard y Grantham (2006), es necesario la obtención de los tiempos de propagación de la onda por el modo indirecto en el concreto sin fisuras -  $T_c$ , los cuales deben ser obtenidos en las mismas distancias que se obtendrán los tiempos en la región de la fisura -  $T_f$ .

Para la obtención del  $T_c$ , el transductor emisor fue fijado en el primer punto de la malla y el transductor receptor fue desplazado cada 5 cm, obteniéndose de esta forma los tiempos para las distancias entre los transductores  $Y = 5\text{cm}$ ,  $10\text{cm}$  y  $15\text{cm}$ , conforme Figura 5 (a), (b) y (c). Donde E - Transductor emisor; R - Transductor receptor, y Y - Distancia entre los transductores (cm).

Con los resultados de las tres lecturas de tiempo se trazó el gráfico de distancia (cm) versus tiempo ( $\mu\text{s}$ ), para luego obtener la recta que mejor se ajusta a los puntos (Figura 6) y, de esta forma, encontrar los tiempos de propagación de la onda en el concreto íntegro ajustado por la recta -  $T_c'$  para todas las distancias necesarias para la aplicación del modelo,  $Y = 10\text{cm}$ ,  $20\text{cm}$ ,  $30\text{cm}$  e  $40\text{cm}$ , como se muestra en la Tabla 1, que presenta los resultado de la primera repetición del primer prisma de la Serie II. La identificación de las mediciones está compuesta principalmente por el número de prisma de la serie (1, 2, 3 y 4), después por la profundidad ( $P_5 = 5\text{ cm}$ ,  $P_{10} = 10\text{ cm}$  y  $P_{15} = 15\text{ cm}$ ), seguida por la distancia de ejecución del ensayo ( $D_{10} = 10\text{ cm}$ ,  $D_{20} = 20\text{ cm}$ ,  $D_{30} = 30\text{ cm}$  y  $D_{40} = 40\text{ cm}$ ) y al final por la repetición (-1 para la primera y -2 para la segunda).

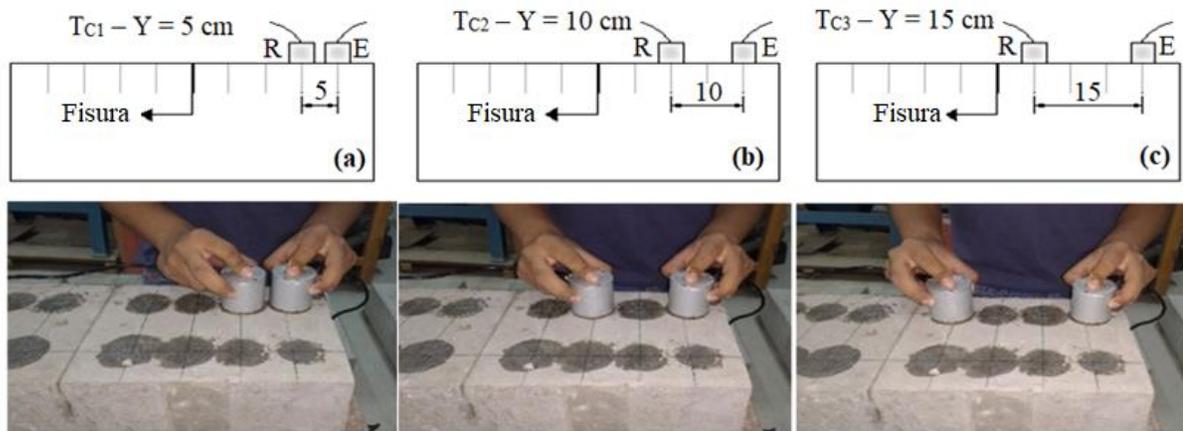


Figura 5. Lecturas del tiempo en el concreto íntegro -  $T_c$  con transductores distanciados a: (a) 5 cm; (b) 10 cm; (c) 15 cm

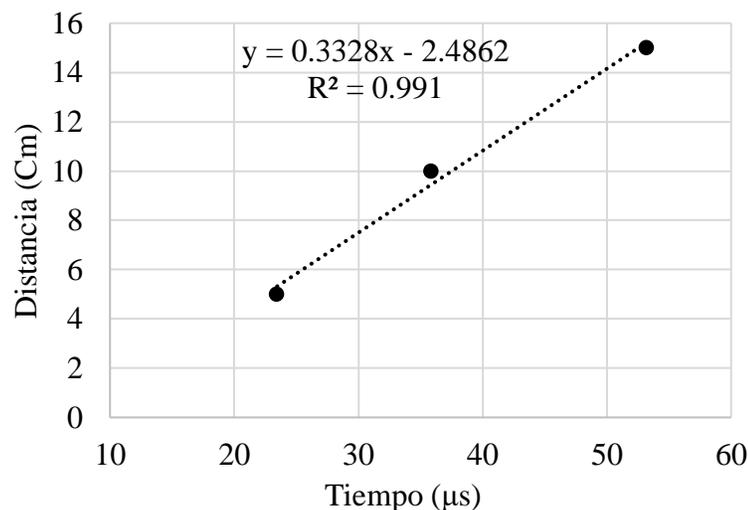


Figura 6. Gráfico distancia x tiempo (Serie II - Prisma 1 - Primera repetición)

Tabla 1. Tc' (Serie II - Prisma 1 - Primera repetición)

Tiempo ajustado - Tc' (μs) - Serie II - Prisma I			
Identificación	Tc (μs)	Y (cm)	Tc' (μs)
1P10D5-1	23,45	5,00	22,49
1P10D10-1	35,88	10,00	37,52
1P10D15-1	53,23	15,00	52,54
1P10D20-1	-	20,00	67,56
1P10D30-1	-	30,00	97,61
1P10D40-1	-	40,00	127,66
<b>Ecuación lineal</b>			$Y = 0,3328X - 2,4862$
<b>Intercepción</b>			-2,4862
<b>"Vc"(cm/μs)- coef. Angular</b>			<b>0,3328</b>

Los tiempos ajustados - Tc' fueron encontrados para las distancias Y = 10cm, 20cm, 30cm y 40cm, siendo  $Y = 2X$ , donde X es la distancia entre el eje de la fisura y el transductor.

En el caso de la medición del tiempo de propagación de la onda alrededor de la fisura - Tf, se realizaron las lecturas con las distancias entre los transductores de Y = 10 cm, 20 cm, 30 cm y 40 cm, como se muestra en la Figura 7 (a) (b) (c) (d).

Una vez obtenidos los tiempos Tc' y Tf para las mismas distancias, entre el eje de la fisura y el transductor, es posible estimar la profundidad de la fisura a través del modelo propuesto por Bungey, Millard y Grantham (2006) mediante el procedimiento presentado en la sección anterior. El procedimiento mostrado para obtener el Tc' y el Tf, fue repetido para todas las series, los 4 prismas de hormigón de cada serie y para las dos repeticiones.

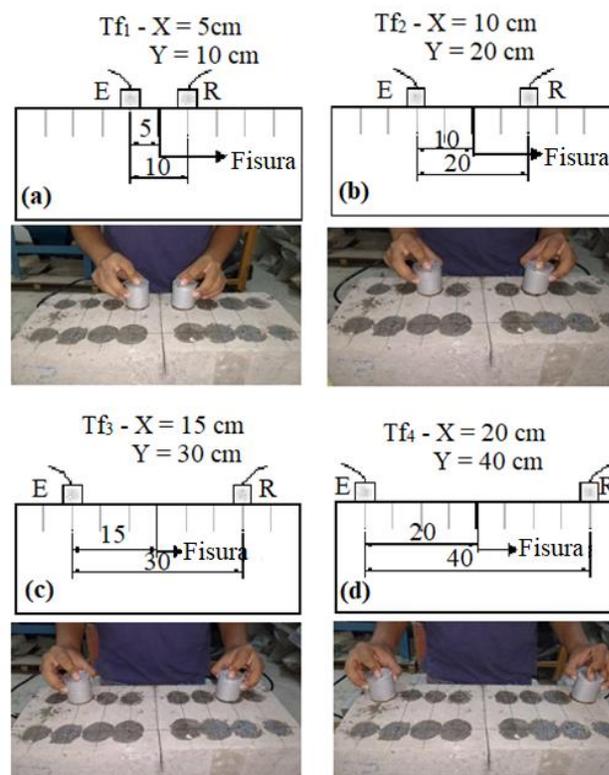


Figura 7. Lecturas alrededor de la fisura con transductores distanciados a: (a) 10 cm; (b) 20 cm; (c) 30 cm; (d) 40 cm

#### 4. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

Con los resultados de las profundidades de las fisuras ( $h'$ ) de las Series (I, II, III) encontrados en la aplicación del modelo matemático propuesto por Bungey, Millard y Grantham (2006), se realizó un análisis estadístico para verificar qué serie presentó los resultados más significativos.

La Tabla 2 presenta, de forma resumida, los resultados encontrados para las Series I, II y III.

Tabla 2 – Resultados de la profundidad de la fisura

PROFUNDIDAD DE LA FISURA $h'$					
Serie I		Serie II		Serie III	
Identificación	$h'$ (cm)	Identificación	$h'$ (cm)	Identificación	$h'$ (cm)
1P5D10-1	5,68	1P10D10-1	6,71	1P15D10-1	10,43
1P5D20-1	6,34	1P10D20-1	9,82	1P15D20-1	12,27
1P5D30-1	11,20	1P10D30-1	11,22	1P15D30-1	10,51
1P5D40-1	11,15	1P10D40-1	9,78	1P15D40-1	7,23
2P5D10-1	3,82	2P10D10-1	6,05	2P15D10-1	24,40
2P5D20-1	4,00	2P10D20-1	7,15	2P15D20-1	19,57
2P5D30-1	7,35	2P10D30-1	*	2P15D30-1	24,56
2P5D40-1	3,12	2P10D40-1	*	2P15D40-1	21,86
3P5D10-1	4,43	3P10D10-1	5,63	3P15D10-1	11,10
3P5D20-1	3,08	3P10D20-1	7,74	3P15D20-1	15,79
3P5D30-1	9,13	3P10D30-1	6,64	3P15D30-1	14,64
3P5D40-1	14,97	3P10D40-1	11,60	3P15D40-1	11,08
4P5D10-1	3,32	4P10D10-1	6,22	4P15D10-1	9,56
4P5D20-1	4,05	4P10D20-1	8,70	4P15D20-1	9,19
4P5D30-1	3,20	4P10D30-1	5,11	4P15D30-1	5,92
4P5D40-1	10,62	4P10D40-1	7,35	4P15D40-1	*
1P5D10-2	4,82	1P10D10-2	6,38	1P15D10-2	12,21
1P5D20-2	3,74	1P10D20-2	4,96	1P15D20-2	14,95
1P5D30-2	15,17	1P10D30-2	*	1P15D30-2	10,25
1P5D40-2	15,21	1P10D40-2	*	1P15D40-2	7,94
2Z5D10-2	3,08	2P10D10-2	7,01	2P15D10-2	25,73
2P5D20-2	*	2P10D20-2	5,98	2P15D20-2	22,01
2P5D30-2	5,88	2P10D30-2	*	2P15D30-2	27,28
2P5D40-2	9,00	2P10D40-2	*	2P15D40-2	26,97
3P5D10-2	4,70	3P10D10-2	6,58	3P15D10-2	13,64
3P5D20-2	3,93	3P10D20-2	5,27	3P15D20-2	14,70
3P5D30-2	9,04	3P10D30-2	*	3P15D30-2	15,80
3P5D40-2	10,59	3P10D40-2	*	3P15D40-2	11,59
4P5D10-2	2,67	4P10D10-2	8,19	4P15D10-2	14,19
4P5D20-2	*	4P10D20-2	9,54	4P15D20-2	16,19
4P5D30-2	6,48	4P10D30-2	7,61	4P15D30-2	17,45
4P5D40-2	8,94	4P10D40-2	4,17	4P15D40-2	16,87

\*Resultados que no pudieron ser calculados por el modelo, pues  $T_c > T_f$ .

En la Tabla 2, se puede observar que el modelo matemático de Bungey, Millard y Grantham (2006) permitió determinar la profundidad de las fisuras en el 88.5% de las observaciones realizadas. Es importante considerar que, en el porcentaje restante, 11.5%, no fue posible determinar la

profundidad debido a que el tiempo de propagación de onda en la región fisurada fue menor que el tiempo en la región íntegra, inviabilizando la aplicación del modelo. El análisis de los resultados de las Series (I, II, III) utilizando estadística descriptiva se presenta en la Tabla 3.

Tabla 3 - Estadística descriptiva de la variable profundidad

Estadística dos resultados	Profundidad real (h)		
	Serie I (5 cm)	Serie II (10 cm)	Serie III (15 cm)
Valor mínimo encontrado	2,67	4,17	5,92
Valor máximo encontrado	15,21	11,60	27,28
Media	6,96	7,31	15,35
Mediana	5,78	6,86	14,64
Variación	15,03	3,83	36,47
Desviación estándar	3,88	1,96	6,04
Coefficiente de variación	55,72%	26,78%	39,34%
Número de observaciones	30	24	31

Se percibe de los resultados encontrados que el modelo presentó variaciones significativas en las tres series. La Serie III (15 cm) presentó la mayor varianza y desviación estándar en comparación con las demás series, demostrando una gran dispersión en este conjunto de datos. La Serie II (10 cm) fue la que obtuvo mejores índices en el análisis de la dispersión de los datos, presentando menor varianza, desviación estándar y coeficiente de variación. La Serie I (5 cm) presentó dispersión intermedia, pero el coeficiente de variación fue más alto, ya que la desviación estándar representó cerca del 55% de la media.

Pinto et al. (2010) estudiaron también la estimación de la profundidad de fisuras en prismas de hormigón, analizaron cuatro profundidades diferentes (50 mm, 75 mm, 100 mm y 150 mm), con distancias de ejecución del ensayo de 100 mm y 150 mm, aplicando el mismo modelo matemático y llegaron las estimaciones presentadas en la Figura 8.

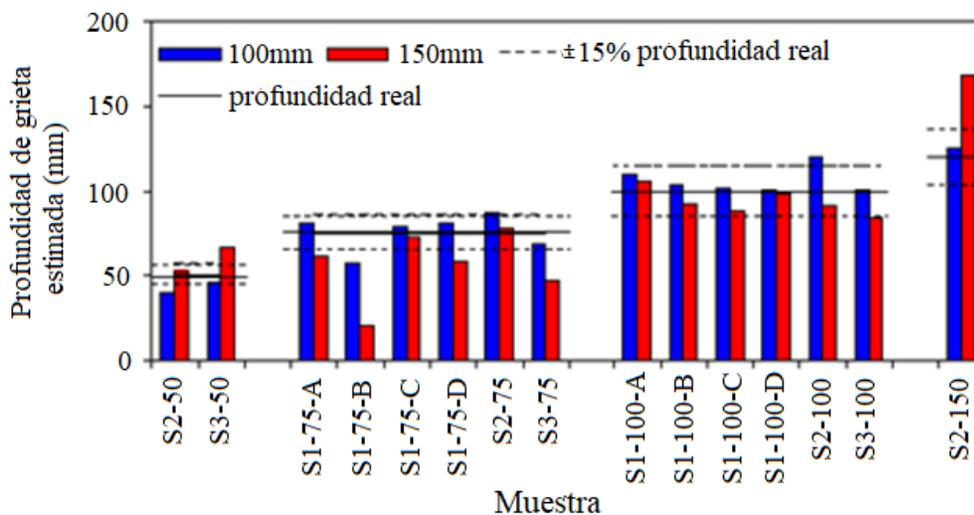


Figura 8. Profundidad de la Fisuras (Pinto et al, 2010)

Donde la nomenclatura fue identificada inicialmente por la serie analizada, a continuación, la profundidad y luego el prisma de concreto analizado, por ejemplo, S1-75-B (Serie 1, profundidad de 75 mm, prisma B).

Los autores concluyeron que los resultados en su mayoría quedaron dentro del margen de error del 15% de la profundidad real de la fisura. Resultado coherente del encontrado en este trabajo, donde los mejores resultados fueron encontrados en la profundidad de fisura de 10 cm.

Para facilitar el entendimiento del comportamiento de los resultados encontrados, fue utilizado en la Figura 9, el boxplot de las 3 series, herramienta gráfica de la estadística que representa la variación de los datos de una variable numérica por medio de cuartiles.

El boxplot (gráfico de caja) está formado por un cuadro paralelo al eje de la variable. El borde inferior representa el primer cuartil, la línea gruesa la mediana (2° cuartil) y la arista superior al 3° cuartil. La línea que se extiende en vertical indica el límite superior e inferior de los datos. Esta caja representa el 50% de los valores centrales de la distribución. Cuanto más achatada sea la caja, menos dispersos son los datos.

Se percibe que los datos de la Serie II (10 cm) fueron los que presentaron menor variabilidad, ya los datos de la Serie III (15 cm) presentaron mayor dispersión. De esta forma los datos de la Serie II (10 cm) se comportaron mejor en relación con las demás series en el análisis estadístico descriptivo.

Para complementar el análisis de los resultados se utilizó estadística inferencial, con la aplicación del intervalo de confianza (I.C) con nivel de confianza del 95%. Esto significa que se ha buscado un intervalo numérico en torno a la media, donde en el 95% de las veces la media se situará en este intervalo. El valor del I.C representa el margen de error, para más y para menos, en relación con la media.

Para este trabajo se consideró aceptable un margen de error del 20%, tomando como referencia la medida real de la profundidad de fisura, es decir, 1 cm para la Serie I; 2 cm para la Serie II y 3 cm para la Serie III.

Para el análisis de la variable profundidad, la Tabla 4 presenta los intervalos de confianza para las 3 series analizadas. La Figura 10 muestra los gráficos del intervalo de confianza para cada serie en relación con la variable profundidad.

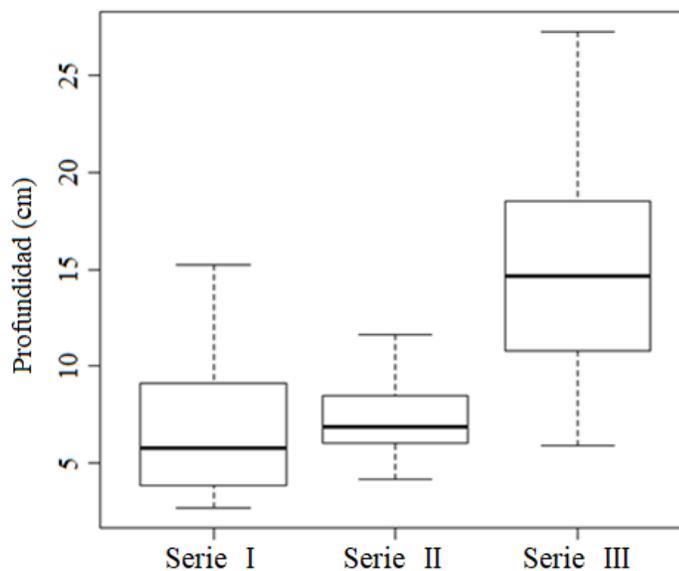


Figura 9. Boxplot variable: Profundidad

Tabla 4. Intervalo de confianza de la variable profundidad

Serie	I.C (erro)	Límite inferior	Media	Límite superior
Serie I	1,45 29%	5,51	6,96	8,40
Serie II	0,83 8%	6,48	7,31	8,14
Serie III	2,22 15%	13,14	15,35	17,57

Ratificando lo que fue comentado en el análisis descriptivo, los datos de la Serie III (15 cm) presentaron un valor del I.C mayor que las demás series, mientras que la Serie II (10 cm) presentó el menor valor del I.C. Siendo el I.C mayor, el margen de error aumenta para que la confianza del 95% sea atendida, haciendo que el intervalo sea mayor, lo que puede ser percibido a través de la Tabla 4.

La existencia de un intervalo o un margen de error alto, la aplicación en estructuras reales se vuelve inviable, pues conduce a una gran variación en la estimación de la profundidad de las fisuras.

Para la Serie III, la variación de la profundidad calculada por el modelo está entre el intervalo de 13,14 cm a 17,57 cm, siendo la profundidad real de 15 cm.

En la Serie II, que presentó el menor I.C, la profundidad calculada por el modelo puede variar de 6,48 cm a 8,14 cm. A pesar de ser un intervalo pequeño, se percibe que la medida real de la profundidad, que es de 10 cm, no se encuentra dentro del intervalo de confianza, hecho que compromete la aplicación del modelo.

La Serie I, que presentó un I.C intermedio, la profundidad de fisura calculada por el modelo varía de 5,51 cm a 8,40 cm, la profundidad real, que es de 5 cm, también se encuentra fuera del intervalo.

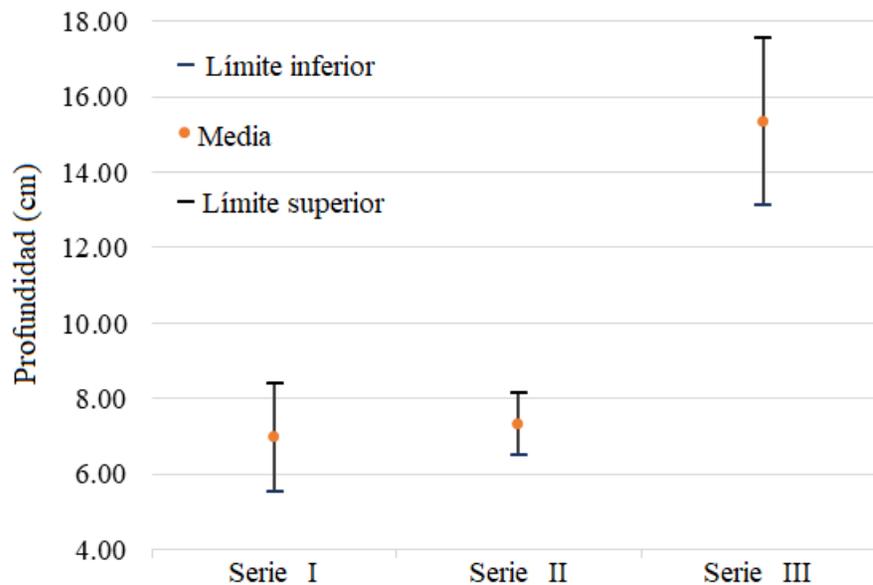


Figura 10. Gráfico do intervalo de confiança (Variável profundidade)

Es posible aún percibir de los resultados presentados, que para las distancias entre los transductores mayores (30 y 40 cm) existe una mayor variación de los datos, ya para las distancias de ejecución del ensayo menores (10 y 20 cm) se encuentra una menor dispersión y margen de error.

El modelo propuesto de Bungey, Millard y Grantham (2006) es aplicable para encontrar la profundidad de las fisuras, pero con gran dispersión de los resultados. Esta alta variabilidad de los resultados se debe principalmente al concreto que no es un material homogéneo y la velocidad de propagación de la onda puede variar, ya que el modelo adopta un camino de onda ideal; sin embargo, el recorrido puede ser diferente del adoptado.

## 5. CONSIDERACIONES FINALES

En el presente estudio, se realizó una investigación experimental para evaluar de manera estadística la eficiencia del método de ultrasonido para la estimación de fisuras.

El ensayo proporciona información evidente sobre la detección de fisuras en el hormigón, ya que el tiempo de propagación de onda es considerablemente mayor que en las regiones integras del hormigón.

La estimación de la profundidad de las fisuras mediante el modelo propuesto en la literatura permite encontrar valores para un porcentaje elevado de las observaciones realizadas; sin embargo, los valores se presentan muy dispersos, y, con relación a la profundidad de fisura, se percibe que los resultados presentan un margen de error alto, comprometiendo los resultados y aplicación en campo.

La combinación con otros ensayos no destructivos puede caracterizar mejor estos defectos además de proporcionar más información y, de esta forma, eliminar algunas incertidumbres que el ensayo del ultrasonido presenta.

## 6. AGRADECIMENTOS

A la CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior) por el apoyo financiero.

## 7. REFERENCIAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009), “*NBR 7211: Agregados para concreto - especificação*” (Rio de Janeiro, Brasil: ABNT).

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas (1996), “*NM 58: Concreto endurecido - Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica*” (Rio de Janeiro, Brasil: ABNT).

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas (2013), “*NBR 8802: Concreto endurecido – Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica*” (Rio de Janeiro, Brasil: ABNT).

Aggelis, D. G., Kordatos, E. Z., Soulioti, D. V., Matikas, T. E. (2010), “*Combined use of thermography and ultrasound for the characterization of subsurface cracks in concrete*”, Construction and Building Materials, V. 24, No. 10, pp. 1888-1897. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.04.014>

Bagavathiappan, S., Lahiri, B., Saravanan, T., Philip, J. (2013). “*Infrared thermography for condition monitoring – A review*”, Infrared Physics & Technology, V.60, No. 1, pp. 35-55. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.infrared.2013.03.006>

Bungey, J. H., Millard, S. G., Grantham, M. G. (2006), “*Testing of concrete in structures*” (Oxon, United Kingdom: Taylor & Francis), p. 353.

Controls Group (2017), “*Catálogo técnico do medidor de pulso ultrassônico*”. Disponível em: < <http://www.controls-group.com/eng/concrete-testing-equipment/ultrasonic-pulse-velocity-tester.php> >. Acesso em 06 de janeiro 2018.

Dabous, S., Yaghi, S., Alkass, S., Moselhi, O. (2017), “*Concrete bridge deck condition assessment using IR Thermography and Ground Penetrating Radar technologies*”, Automation in Construction, V.74, pp. 340-354. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2017.04.006>

Hair, J. F., Black, W. C., Babin, B. J., Anderson, R. E., Tatham, R. L. (2009) “*Análise Multivariada de Dados*”. BOOKMAN, 6 ed. Porto Alegre, Brasil, p. 688.

In, C. W., Arne, K., Kim, J. Y., Kurtis, K. E., Jacobs, L. J. (2017), “*Estimation of Crack Depth in Concrete Using Diffuse Ultrasound: Validation in Cracked Concrete Beams*”, Journal of Nondestructive Evaluation, V.36, No.4. DOI: <https://doi.org/10.1007/s10921-016-0382-4>

Lee, F. W., Chai, H. K., Lim, K. S. (2016). “*Assessment of Reinforced Concrete Surface Breaking Crack Using Rayleigh Wave Measurement*”, SENSORS, V.3, No. 3, 337. DOI: <https://dx.doi.org/10.3390/s16030337>

Lorenzi, A., Reginato, L. A., Lorenzi, L. S., Silva Filho, L. C. P. (2016), “*Emprego de ensaios não destrutivos para inspeção de estruturas de concreto*”, Revista IMED, V.3, No. 3, pp. 3-13. DOI: <https://doi.org/10.18256/2358-6508/rec-imed.v3n1p3-133>

- Lorenzi, A., Reginato, L. A., Favero, R. B., Chies, J. A., Caetano, L. F., Silva Filho, L. C. P. (2013), “*Tomografia Ultrassônica 3D para Avaliação de Estruturas de Concreto*” *Techne: Revista de Tecnologia da Construção* (São Paulo), v. 198, p. 36-44, 2013. Disponível em: < <http://techne17.pini.com.br/engenharia-civil/198/artigo296324-1.aspx> >. Acesso em 18 de setembro 2018.
- Maran, A. P., Menna Barreto, M. F. F., Rohden, A. B., Dal Molin, D. C. C., Masuero, J. R. (2015), “*Análise da espessura do cobrimento de armadura em lajes com diferentes distanciamentos entre espaçadores e pontos de amarração*”, *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, V.8, No. 5, pp. 625-643. DOI: <http://dx.doi.org/10.1590/S1983-41952015000500005>
- Menezes, V. S., Ferronato, D. N. L., Santos, E. M., Feiteira, J. F. S. (2016), “*Estudo do comportamento da porosidade de pasta de cimento por ultrassom*” in: *Congresso Brasileiro de Cerâmica*, 60. Águas de Lindóia: IBRACON (Brasil), Disponível em:< <http://www.metallum.com.br/60cbc/anais/PDF/06-048TT.pdf> >. Acesso em 06 de janeiro 2018.
- Mohamad, G., Carmo, P. I. O., Oliveira, M. J. D., Temp, A. L. (2015), “*Métodos combinados para avaliação da resistência de concretos*”, *Revista Matéria*, V.20, No. 1, pp. 83-99. DOI: <http://dx.doi.org/10.1590/S1517-707620150001.0011>
- Pacheco, J., Bilesky, P., Morais, T. R., Grando, F., Helene, P. (2014), “*Considerações sobre o Módulo de Elasticidade do concreto*” in: *Congresso Brasileiro do Concreto*, 56, Natal: IBRACON (Brasil), (2014). Disponível em:< <http://www.phd.eng.br/wp-content/uploads/2014/06/269.pdf> > . Acesso em 06 de janeiro 2018.
- Pinto, R. C. A., Medeiros, A., Padaratz, I. J., Andrade, P. B. (2010) “*Use of Ultrasound to Estimate Depth of Surface Opening Cracks in Concrete Structures*”, *E-Journal of Nondestructive Testing and Ultrasonics*, V.8, p. 1-11.
- Possani, D., Rodrigues, D., Correia, F., Morais, D. (2017), “*Ondas ultrassônicas: teoria e aplicações industriais em ensaios não-destrutivos*”, *Revista brasileira de física tecnológica aplicada*, V.4, No. 1, p.16-33. DOI: <http://dx.doi.org/10.3895/rbfta.v4n1.5073>
- Rehman, S., Ibrahim, Z., Memon, S., Jameel, M. (2016), “*Nondestructive test methods for concrete bridges: A review*”, *Construction and Building Materials*, V.107, No. 15, pp. 58-86. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.12.0111>
- Rocha, J. H. A., Póvoas, Y. V. (2017), “*A termografia infravermelha como um ensaio não destrutivo para a inspeção de pontes de concreto armado: Revisão do estado da arte*”, *Revista ALCONPAT*, V.7, No. 3, p.200-2014. DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v7i3.223>
- Seher, M., In, C. W., Kim, J. Y., Kurtis, K. E., Jacobs, L. J. (2013), “*Numerical and experimental study of crack depth measurement in concrete using diffuse ultrasound*”, *Journal of Nondestructive Evaluation*, V.32, No. 1, p.81-92. DOI: <http://dx.doi.org/10.1007/s10921-012-0161-9>
- Silva Filho, L. C. P., Helene, P. R. L. (2011), “*Análise de estruturas de concreto com problemas de resistência e fissuração*” in.: ISAIÁ, Geraldo C. *Concreto: Ciência e Tecnologia*, 1Edição, São Paulo: Editora IBRACON (Brasil), pp. 1124-1174.
- Souza, G. B. (2016), “*Avaliação do método de propagação de onda ultrassônica na determinação da profundidade de fissura em concreto*”, *Dissertação de mestrado em engenharia civil*, Universidade Católica de Pernambuco, p. 155.
- Tomazeli, A., Helene, P. R. L. (2017), “*Diretrizes para a inspeção em estruturas de obras paralisadas*”, *Revista Estrutura*, 4 ed, p. 30-37. Disponível em: < [http://abece.com.br/Revista\\_estrutura/Edicao4/files/assets/basic-html/page30.html](http://abece.com.br/Revista_estrutura/Edicao4/files/assets/basic-html/page30.html) >. Acesso em 20 de setembro 2018.
- Wolf, J., Pirskawetz, S., Zang, A. (2015) “*Detection of crack propagation in concrete with embedded ultrasonic sensors*”. *Engineering Fracture Mechanics*, V.146, p. 161-171. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2015.07.058>

## Evaluación de la resistencia mecánica de vigas en hormigón armado después del incendio

R. G. S. Pereira<sup>1\*</sup> , T. A. C. Pires<sup>1</sup> , D. Duarte<sup>1</sup> , J. J. Rego Silva<sup>1</sup>

\*Autor de Contacto: [tacpires@yahoo.com.br](mailto:tacpires@yahoo.com.br)

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i1.299>

Recepción: 21/02/2018 | Aceptación: 17/08/2018 | Publicación: 30/12/2018

### RESUMEN

Este artículo presenta un programa experimental para determinar la resistencia residual de vigas en hormigón armado bi-apoyadas sujetas a la flexión pura después de los incendios. También se presenta un modelo tridimensional, no lineal, en elementos finitos capaces de predecir el comportamiento térmico y mecánico (residual) de este tipo de elemento estructural. Las vigas presentaron hasta 120 minutos de exposición al fuego, un buen desempeño después de incendio, no presentando una reducción significativa en su resistencia residual, y el modelo numérico se mostró preciso en la previsión de las temperaturas y de la carga de ruptura residual cuando comparado a los resultados experimentales.

**Palabras clave:** viga; hormigón armado; resistencia al fuego; análisis experimental y numérico.

**Citar como:** R. G. S. Pereira, T. A. Carvalho Pires, D. Duarte, J. J. Rêgo Silva (2019), "Evaluación de la resistencia mecánica de vigas en hormigón armado después del incendio", Revista ALCONPAT, 9 (1), pp. 93 – 105, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i1.299>

<sup>1</sup> Universidade Federal de Pernambuco, 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](mailto:alconpat.int@gmail.com), Página Web: [www.alconpat.org](http://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.

## Assess of residual mechanical resistance of reinforced concrete beams after fire

### ABSTRACT

This paper presents an experimental program to determine the residual strength of simple supported reinforced concrete beams subject to bending after fire. Also presented is a three-dimensional, nonlinear finite element model capable of predicting the thermal and mechanical (residual) behavior of this type of structural element. The beams presented up to 120 min. of fire exposure, a good performance after fire, not having a significant reduction in their residual resistance, and the numerical model was accurate in the prediction of the temperatures and the residual burst load when compared to the experimental results.

**Keywords:** beam; reinforced concrete; residual strength; after fire; experimental and numerical analysis.

## Avaliação da resistência mecânica de vigas em concreto armado após o incêndio

### RESUMO

Este artigo apresenta um programa experimental para determinar a resistência residual de vigas em concreto armado bi-apoiadas sujeitas à flexão pura após incêndios. Também é apresentado um modelo tridimensional, não linear, em elementos finitos capaz de prever o comportamento térmico e mecânico (residual) deste tipo de elemento estrutural. As vigas não apresentaram redução significativa na sua resistência residual até 120 min. de exposição ao fogo, caracterizando um bom desempenho após incêndio. O modelo numérico mostrou-se preciso na previsão das temperaturas e da carga de ruptura residual quando comparado aos resultados experimentais.

**Palavras chave:** viga; concreto armado; resistência residual; após incêndio; análise experimental e numérica.

## 1. INTRODUCCIÓN

Debido a la urbanización brasileña, la preocupación por la seguridad contra incendios en edificaciones en Brasil ha aumentado. Más que todo, se vuelve cada vez más común para ingenieros y arquitectos tener sus servicios requeridos para evaluar y recuperar estructuras en edificaciones tras incendios.

Para tener una idea de este mercado, la Región Metropolitana de Recife, capital del estado de Pernambuco -Brasil, con 4,046,845 habitantes, registró en el trienio 2011 - 2013, un promedio de 1,634 incendios por año en edificaciones, en su predominancia residenciales según levantado por Corrêa et. al., (2015). Este número llama la atención de la comunidad técnica local a la necesidad de profundizar en el conocimiento del comportamiento estructural del edificio en caso de incendio, durante el enfriamiento y después del incendio.

Primero, el hormigón armado pues trae ventajas en situación de incendio, se cita, por ejemplo: ser incombustible, no exhalar gases tóxicos, no poseer (generalmente) secciones delgadas y tener baja conductividad térmica, retardando el aumento de temperatura hacia el interior de la pieza y, consecuentemente, minimizando los daños provocados por el incendio en lo que se refiere a la reducción de las propiedades mecánicas de los materiales constituyentes.

Neville (1997) ratifica este buen desempeño del concreto en lo que se refiere a la resistencia al fuego, o sea, el tiempo que queda expuesto al fuego con desempeño satisfactorio es relativamente

grande, no ocurriendo desprendimiento de gases tóxicos. Se entiende como rendimiento satisfactorio la capacidad de soportar cargas, la resistencia a la penetración de llamas y la resistencia a la transferencia de calor.

Sin embargo, es también conocido que las altas temperaturas alcanzadas en el incendio, provocan fenómenos físicos y químicos que resultan en la reducción de las propiedades mecánicas, es decir, en la resistencia a la compresión, tracción y módulo de elasticidad, de los materiales constituyentes (acero y concreto), además del fenómeno del lanzamiento (spalling) que pueden comprometer la capacidad resistente del elemento estructural (PIRES, 2007).

Entre las causas que pueden llevar una estructura sujeta a altas temperaturas al colapso, Morales (2011) destaca la temperatura máxima alcanzada, el tiempo de exposición, el trazado del concreto, el tipo de estructura, el elemento estructural y la velocidad de enfriamiento.

Después del incendio y el enfriamiento de la estructura a temperatura ambiente, la resistencia residual de la estructura de concreto es el principal parámetro para evaluar el nivel de daños y la seguridad de la estructura, teniendo una influencia considerable en el trabajo de recuperación estructural (GUO Y SHI, 2011).

En el caso de que se produzca un aumento de la resistencia al hormigón, se debe tener en cuenta que el valor de la resistencia después del enfriamiento depende de la temperatura alcanzada durante el incendio y de la velocidad de enfriamiento, cuanto más rápido sea el enfriamiento, más perjudicial será para la resistencia del hormigón.

Investigaciones experimentales, tales como las realizadas por Guo y Shi (2011) y Maraveas et. al. (2017), respectivamente, determinaron la reducción de las propiedades mecánicas residuales del hormigón y acero después del calentamiento a niveles de temperatura. La Figura 1 resume estos resultados.

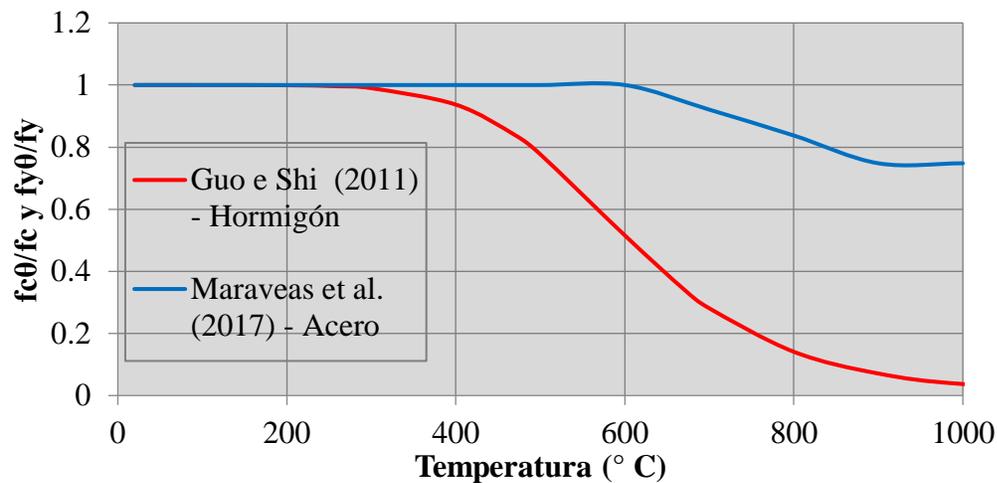


Figura 1. Factores de reducción para la resistencia residual a la compresión del concreto y para el flujo del acero después del enfriamiento.

La elevación de la temperatura en el acero provoca una reducción en su resistencia. Después de su enfriamiento, el acero puede, en ciertas circunstancias, recuperar su resistencia inicial. Las transformaciones en su cristalografía, obtenidas a temperaturas por encima del punto eutéctico (aproximadamente 720 ° C), impiden parcialmente la recuperación de la resistencia, siendo así, hay una pérdida residual de la resistencia (SMITH et al. 1981, apud SILVA et al., 2006). Este factor de reducción se presenta en la Figura 1. Se resalta, sin embargo, que la literatura internacional presenta diversos valores para la reducción de las propiedades mecánicas de los materiales después del incendio y, a menudo, con valores bastante divergentes. Esto demuestra la necesidad de más investigaciones para lograr un consenso.

Este trabajo tiene por objetivo simular de una forma experimental el impacto ocasionado por un incendio en vigas de hormigón armado. A continuación, un modelo numérico desarrollado en el programa de elementos finitos ABAQUS será presentado para evaluar la resistencia mecánica residual de estas vigas. En este sentido se espera contribuir al procedimiento de evaluación de estructuras de hormigón armado tras incendios, presentando una estrategia válida para este fin.

## 2. MODELO EXPERIMENTAL

El programa experimental desarrollado en esta investigación fue realizado en el Laboratorio de Estructuras y Materiales del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad Federal de Pernambuco y en la Escuela Técnica Francisco Adrissi Ximenes Aguiar (SENAI - FAXA), del municipio del Cabo de Santo Agostinho - PE.

En el programa experimental se probaron 12 vigas de hormigón armado con una longitud de 1.20, sección transversal de 0.12 mx0.20m, representando la base y la altura respectivamente. La resistencia a la compresión del hormigón, después de 60 días, es de  $f_c = 47.6$  MPa y fue determinada, por media aritmética, a través de 4 cuerpos de prueba cilíndricos con dimensiones 0.10 mx 0.20 m.

El concreto fue dosificado y tenía las características presentadas en la Tabla 1.

Tabela 1. Características do concreto

Descripción	Valor
Cemento CP II F32	837 kg
Arena Blanca - Yacimiento	1,809 kg
Arena Media	603kg
Brita 25mm	3,741 kg
agua	4,56 l
Retardador de Banda MBT 61R	2.637 l
Traza en masa (cemento: arena: brita)	1: 2.88: 4.47
Factor agua / cemento	0.54
Resistencia a la compresión a los 28 días de diseño (fck)	30 MPa
depresión	60 ± 10mm
Resistencia a la compresión media en la época de los ensayos (60 días)	47.6 MPa
Humedad en masa	4.4%
Densidad seca	2,400 kg / m <sup>3</sup>

En la armadura longitudinal positiva se utilizaron 2 barras  $\phi = 10$ mm, Acero CA-50, y para armadura transversal  $\phi_t = 6.3$ mm, Acero CA-60, con espaciamiento cercano a los apoyos de 60mm y 80mm en la región central de la viga. En la parte superior de la viga, se utilizaron 2 barras  $\phi_m = 6.3$  mm, Acero CA-60, como armaduras de montaje, sólo con la función de porta-estribo. El recubrimiento  $c_1$  del hormigón (distancia entre la cara y el eje de la armadura longitudinal), según NBR 15200: 2012, fue de 30 mm.

El ensayo se produjo después de 60 días de curado de las muestras y consta de dos etapas. Primero, el calentamiento de las vigas conforme a la curva de la Figura 2. En esta etapa no hay aplicación de carga mecánica. En seguida, después de 24 horas, tiempo para el enfriamiento, la carga mecánica era aplicada hasta la ruptura conforme al modelo de la Figura 4 (c).

Tres vigas fueron ensayadas a temperatura ambiente, es decir, sin calefacción para determinar la reducción de la resistencia residual.

El calentamiento de las vigas, sin aplicación de carga mecánica, se dio en tres baterías de ensayos al fuego con duraciones de 60 minutos, 120 min. y 210 min., que correspondían a los límites programables en el horno, siendo tres muestras (vigas) para cada batería. La curva de calentamiento está representada en la Figura 2.

Ratificamos que estas pruebas no son ensayos estándar de resistencia al fuego. Debido a la limitación del horno utilizado, la curva de incendio estándar (NBR15200:2012) no pudo ser adoptada. Para fines de comparación, esta curva también está representada en la Figura 2.

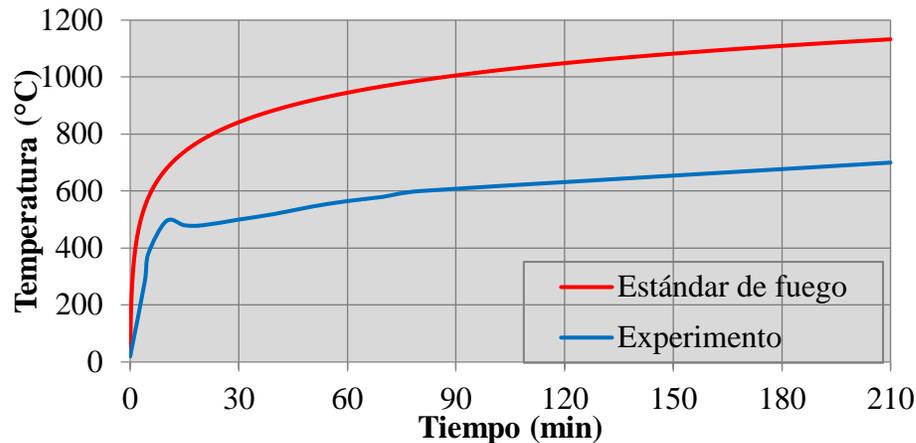


Figura 2. Temperatura de los gases en el interior del horno durante el calentamiento para todos los experimentos

En la tabla 2 se presentan las características del horno utilizado en las exposiciones de las vigas a altas temperaturas. La Figura 3 muestra la foto de este horno.

Tabla 2. Características del horno utilizado en las exposiciones

<b>Características del horno</b>	
Dimensiones externas	2,6 x 2,35 x 1,6 m
Dimensiones internas	2,1 x 1,00 x 1,00 m
Potencia del quemador utilizado	402.000 kcal / h
Combustible	Gas natural



Figura 3. Horno utilizado en las exposiciones

Las vigas fueron expuestas al fuego en 3 caras, considerando la peor situación. El lado comprimido de la viga fue aislado con manta de fibra cerámica (material aislante) dentro del

horno como se muestra en la Figura 4 (b) para asegurar que la parte superior de la viga no se calentó por conducción. Las temperaturas en el interior de la pieza estructural y de los gases en el interior del horno fueron monitoreadas por 20 termopares tipo K, siendo 16 termopares a lo largo de la viga conforme a la Figura 5 y 4 termopares ubicados en la parte superior del horno.

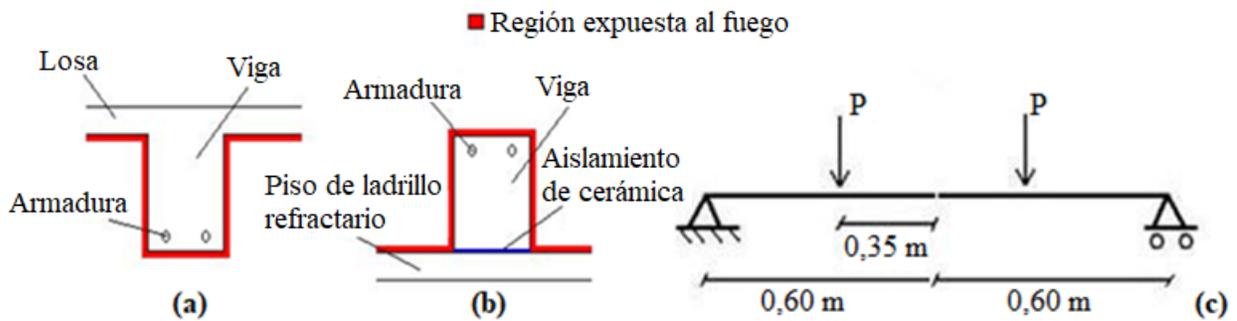


Figura 4. Esquema de las vigas: en la situación real (a), durante la calefacción (b) y en los ensayos mecánicos (c)

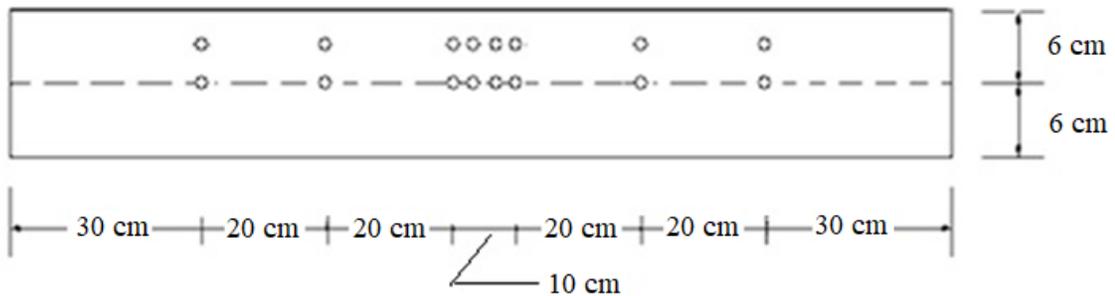


Figura 5. Ubicación de los termopares a lo largo de la viga (vista superior)

El ensayo mecánico de las vigas ocurrió después de su enfriamiento a temperatura ambiente. La carga fue aplicada por una prensa hidráulica cuya capacidad máxima de carga era 3000kN, conforme Figura 6. Durante todo el ensayo mecánico la carga mecánica aplicada a la viga fue registrada por células de carga de 300kN. El esquema de ensayo se presenta en la Figura 4 (c) donde las vigas fueron cargadas hasta la ruptura. La velocidad de aplicación de carga fue de 1 kN/s.



Figura 6. Prensa utilizada para los ensayos de flexión de vigas

### 3. MODELO NUMÉRICO

#### 3.1 Propiedades Geométricas de las vigas

En este trabajo el modelo numérico tridimensional, no lineal, en elementos finitos para análisis de las vigas de hormigón armado fue desarrollado en el programa ABAQUS / Standard (2013).

Las propiedades geométricas del modelo siguen estrictamente lo descrito en el programa experimental.

#### 3.2 Tipo de Elemento Finito

La biblioteca de ABAQUS dispone de una variedad de elementos finitos de diferentes tipos como Sólidos, Shell, Membrane, Frame, entre otros.

En este estudio, en el análisis térmico, para discretización de las vigas respectivas, se utilizaron dos tipos de elementos finitos, siendo ellos:

- DC3D8, siendo el mismo 3D, de formación lineal y compuesto por 8 nudos, para el hormigón y armadura longitudinal;
- DC1D2, elemento 1D, es decir, enlace, con formación lineal y compuesto por 2 nudos, utilizado en la armadura transversal.

Para el análisis mecánico se adoptaron los siguientes elementos:

- C3D20R, elemento del tipo sólido, utilizado en la discretización del concreto. Se trata de un elemento continuo (C), en tres dimensiones (3D), con veinte nudos (20), la reducción de la integración y tiene la opción *hourglass control*, lo que mejora la resolución de cuestiones relacionadas con la obtención de soluciones oscilatorias, exhibiendo modos espurios, es decir, cuando la matriz se vuelve singular o casi singular (cuando la matriz no admite inversamente). Presenta formación cuadrática y tres grados de libertad de traslación en cada nodo;
- C3D6, elemento del tipo sólido, utilizado en la discretización de la armadura longitudinal. Se trata de un elemento continuo (C), tridimensional (3D) y con seis nodos (6).
- T3D2, elemento de celda que posee dos nudos, presentando tres grados de libertad por nudo, referente a las translaciones en las direcciones x, y e z. Este elemento fue utilizado en la discretización de la armadura transversal.

La Figura 7 ilustra los tipos de elementos utilizados en el modelo numérico.

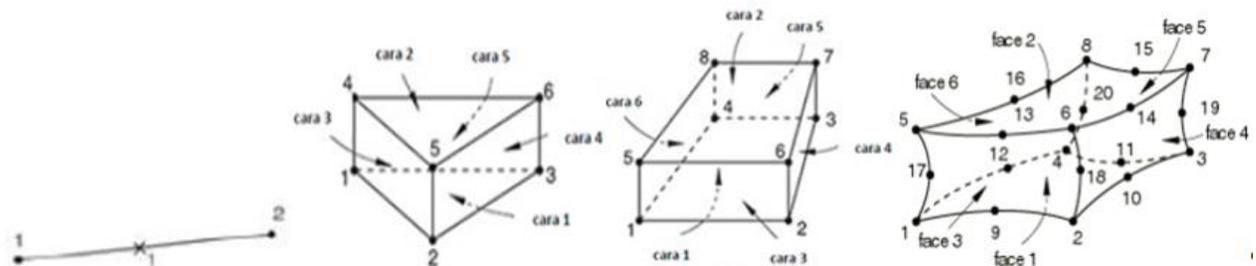


Figura 7. Elemento finito de dos nodos, elemento finito triangular prismático de seis nodos, elemento finito hexaedro de ocho nodos, elemento finito hexaedro de veinte nudos, respectivamente. (RODRIGUES et al. (2016))

#### 3.3 Malla de Elemento Finito

Las vigas de hormigón armado fueron discretizadas en el análisis térmico en elementos de 10 mm x 10 mm x 10mm para el concreto, 20 mm x 20 mm x 20mm para armadura longitudinal y 20mm para armadura transversal. En cuanto a análisis mecánico se discretizadas de mallas 50 mm x 50

mm x 50 mm para hormigón, de 40 mm x 40 mm x 40 mm para la armadura de refuerzo longitudinal y transversal a 20 mm.

Por lo tanto, para cada tipo de análisis (térmico y mecánico), se generaron aproximadamente 49066 y 2514 elementos, conectados entre sí por 56808 y 9907 nudos, respectivamente. Se constató que no habría una mejora significativa en los resultados después de la evaluación de una malla más refinada.

### 3.4 Propiedades de los Materiales

Las propiedades térmicas y mecánicas y de los materiales de las vigas de hormigón armado fueron admitidas conforme a la NBR 6118 (2014), NBR15200 (2012) y NBR14323 (2013).

Para análisis térmico es necesaria la definición de la masa específica, coeficiente de dilatación térmica, conductividad térmica y calor específico para el concreto y acero en función de la temperatura. En el modelo se adoptaron los valores recomendados por las NBR15200 (2012) y NBR14323 (2013). La masa específica puede ser considerada constante sin mayores perjuicios para los resultados, por eso, en el modelo numérico se adopta los valores de 7,850 kg /m<sup>3</sup> y 2,400 kg / m<sup>3</sup> para el acero y concreto respectivamente.

Para el análisis mecánico es necesaria la definición del módulo de elasticidad, coeficiente de Poisson y de las propiedades plásticas de los materiales en función de la temperatura.

Cuando se considera que la estructura sufrirá deformaciones finitas, se deben considerar las tensiones ( $\sigma$ ) y deformaciones ( $\varepsilon$ ) con base en la geometría real de la estructura deformada. Los verdaderos valores se dan por las ecuaciones (1) y (2).

$$\varepsilon = \ln(\varepsilon_{nom} + 1) \quad (1)$$

$$\sigma = \sigma_{nom}(\varepsilon_{nom} + 1) \quad (2)$$

En el ABAQUS se considera el comportamiento plástico del material definido por esas medidas, con la tensión verdadera relacionada a la parcela plástica de la deformación verdadera (SILVA, 2006).

Las propiedades mecánicas de los materiales a temperatura ambiente se definieron en el programa experimental, es decir, resistencia a la compresión de 47.6 MPa para el concreto y tensiones de flujo de 500 MPa y 600 MPa para el acero de las armaduras longitudinales y transversales, respectivamente. El módulo de elasticidad adoptado para el acero fue 210 GPa.

Para determinar el valor residual de las propiedades mecánicas se consideraron los coeficientes propuestos por Guo y Shi (2011) y Maraveas et al. (2017), respectivamente, para el concreto y acero, ya que, eran los valores más actuales presentados en este estudio.

El coeficiente de Poisson también puede ser considerado constante, y se adopta los valores de 0.3 y 0.2, respectivamente, para el acero y concreto.

### 3.5 Condiciones de Contorno, Carga y contacto.

Para simular la acción térmica en el modelo se utilizaron dos tipos de superficies de todo el haz sometidos a altas temperaturas, en particular, *filmconditiony radiation*, que reflejan, respectivamente, la transferencia de calor por convección y radiación fenómenos. De destacar también que se consideró el valor de 0.95 para la emisividad del concreto. Se adoptó el valor 25 W/m<sup>2</sup> para el coeficiente de transferencia de calor por convección.

El modelo térmico de contacto en entre el hormigón y el refuerzo longitudinal y transversal se modeló con el comportamiento *Tie*, simulando el contacto perfecto, de modo que no hubo pérdida de calor.

Ya en el modelo mecánico, el contacto entre el hormigón y la armadura se hizo por la función *Embeddedregion*, con el fin de asegurar una perfecta solidaridad entre materiales como hipótesis fundamental de la teoría de hormigón armado.

Para simular la condición de apoyo bi-apoyado del experimento, en el modelo numérico se restringieron todos los grados de libertad de traslación de los nudos en la región de uno de los apoyos y, en el lado opuesto, todos los grados de libertad excepto en la dirección longitudinal de la viga que ofrece apoyos del 2° y del 1° género, respectivamente. La distancia entre los apoyos fue 1.20m siguiendo el vano experimental (Figura 8).

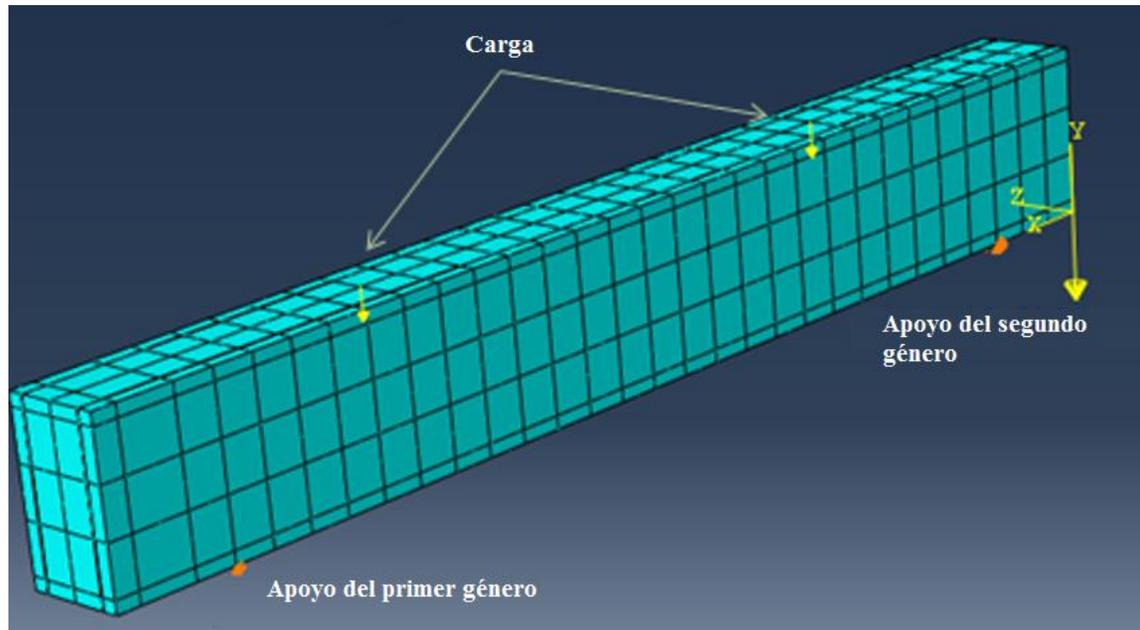


Figura 8. Modelo numérico utilizado en el análisis de elementos finitos.

Conforme al experimento, dos cargas concentradas iguales se aplicaron, hasta la ruptura, en la cara superior de la viga modelada numéricamente y equidistantes del medio del vano, o sea, 0,35 m, con velocidad de 1 kN /s, conforme a la Figura 4 (c). El comando auxiliar *constraint coupling*, ubicado en el menú *interaction* en el ABAQUS, que tiene la función de evitar la concentración de esfuerzos en el punto de aplicación de carga concentrada, también se utilizó. Además de estas cargas el peso propio de la viga también fue considerado.

Por último, se resalta que el parámetro de no linealidad geométrica fue activado (\* NLGEOM = ON), para que fuera considerado el efecto de grandes desplazamientos.

## 4. RESULTADOS NUMÉRICOS Y EXPERIMENTALES

### 4.1 Análisis de las temperaturas

En esta sección se compararon las temperaturas de la viga de concreto registradas durante los experimentos con las obtenidas a través del modelo numérico.

Las Figuras 9, 10 e 11 (a) presentan la comparación de las temperaturas en la sección transversal de la viga obtenida a través del modelo numérico y medidas durante el ensayo. El punto elegido para la comparación está representado en las Figuras 9, 10 e 11 (b) en rojo. Este punto era uno de los puntos donde había termopares colocados en el experimento, permitiendo así la comparación numérico-experimental. El gradiente de temperatura en la sección de concreto se obtiene a través de los resultados numéricos y se representa en las mismas Figuras 9, 10 e 11 (b).

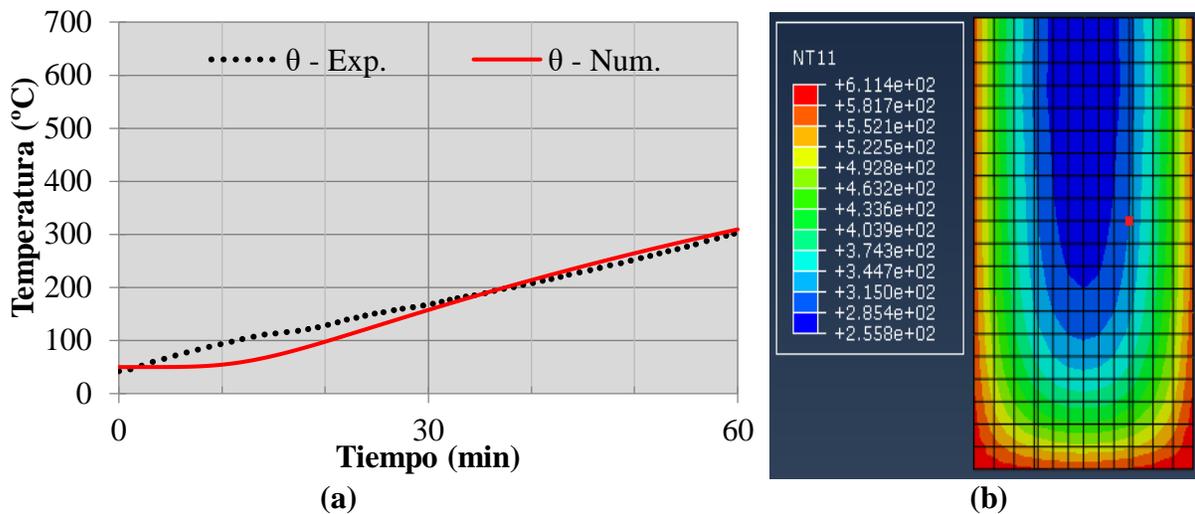


Figura 9. Temperaturas en el hormigón (num. x exp.) en ensayo de 60 minutos (a) y gradiente de temperatura en la sección transversal, en el medio del vano, en el instante  $t = 60\text{min}$  (b).

En las tres baterías de ensayo, es decir, 60 min., 120 min. y las temperaturas experimental y numérica para el concreto presentaron valores muy próximos, evidenciando una fuerte correlación entre estos resultados (Figuras 9, 10 y 11). Se observa alguna divergencia para temperaturas en torno a los 100°C. Se puede atribuir esta diferencia al movimiento del vapor de agua en el interior del concreto y no fielmente representado en este modelo. Para ello, es necesario el desarrollo de un modelo termo - hidráulico - mecánico para este análisis.

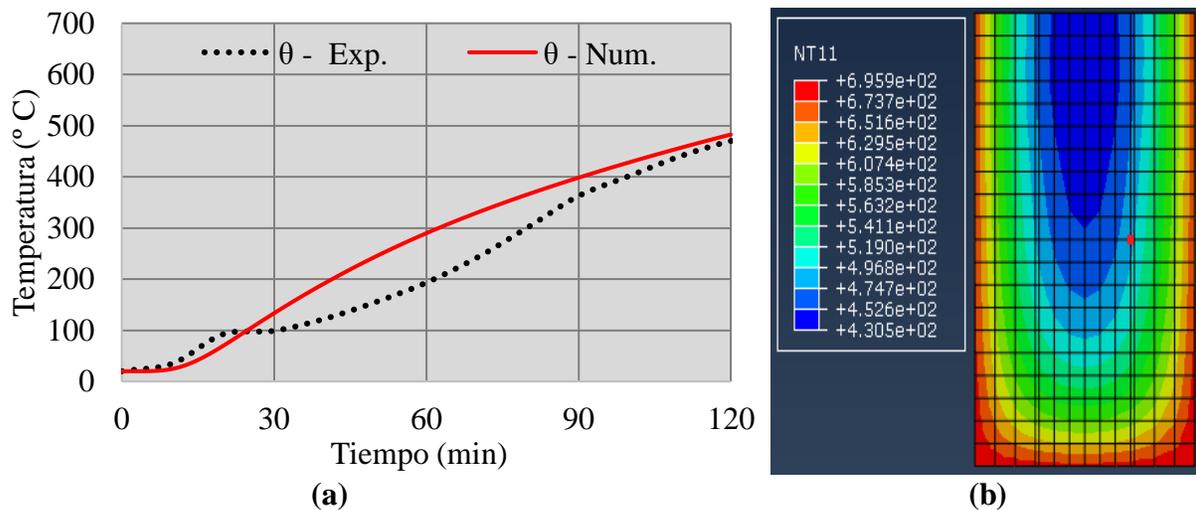


Figura 10. Temperaturas en el hormigón (num. x exp.) en ensayo de 120 minutos (a) y gradiente de temperatura en la sección transversal, en el medio del vano, en el instante  $t = 120\text{min}$  (b).

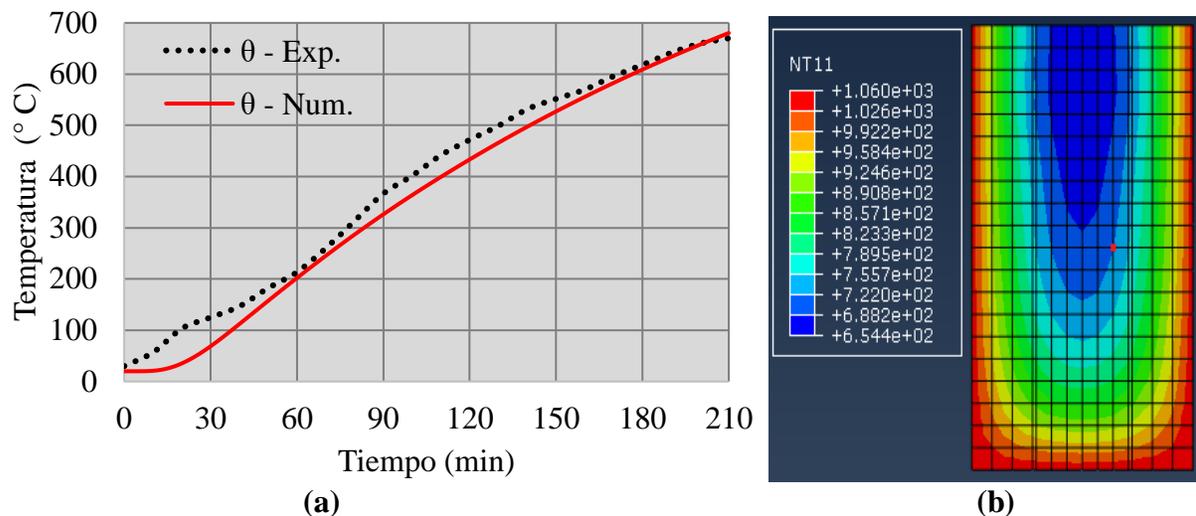


Figura 11. Temperaturas en el hormigón (num. x exp.) en ensayo de 210min (a) y gradiente de temperatura en la sección transversal, en el medio del vano, en el instante  $t = 210\text{min}$  (b).

Es evidente la baja conductividad del concreto generando altos gradientes de temperatura (Figuras 9, 10 y 11). Este gradiente puede contribuir a la ocurrencia de lanzamientos, principalmente en los rincones vivos de la sección transversal. En el ensayo experimental realizado no hubo lanzamiento, probablemente por ser un concreto con resistencia no tan elevada ( $f_c = 47.6\text{ MPa}$ ) y presentar baja humedad (4.4%).

Por otro lado, la baja conductividad del concreto retarda el aumento de temperatura en la región de las barras de acero y en el núcleo interior de la pieza de concreto, permitiendo que la misma conserve su resistencia por más tiempo y, consecuentemente, teniendo un mejor desempeño en situación de fuego.

Se destaca que cerca de los  $100\text{ °C}$ , las curvas de crecimiento de la temperatura presentaron un corto período de tiempo (alrededor de 10 minutos) sin aumento significativo. Esto es resultado del cambio de estado del agua libre existente en las piezas. Este fenómeno también fue observado en cuerpos de prueba de experimentos anteriores y es reportado por Kalifa et al. (2000). Como se dijo anteriormente, en este pasaje el modelo numérico no acompaña fielmente este comportamiento, pero, aun así, presenta una aproximación aceptable de los resultados, o sea, una diferencia máxima inferior a los  $50\text{ °C}$ .

Siendo así, se puede concluir que el modelo numérico fue capaz de representar la distribución de temperaturas en las vigas de hormigón armado con resultados muy próximos a los registrados experimentalmente.

#### 4.2 Análisis Mecánico

En esta sección se presentó la resistencia residual después del enfriamiento de las vigas de hormigón ensayadas, así como el valor numérico.

Para permitir la comparación entre las cargas obtenidas numérica y experimentalmente, se adoptó como criterio de fallo el valor del desplazamiento vertical en el medio del vano (flecha) para la carga máxima soportada por la viga. Este valor fue definido conforme a la expresión recomendada por la NBR 6118 (2014) para estructuras de concreto fisuras en función de la carga de ruptura aplicada a la viga.

La Tabla 3 presenta la comparación de la carga de ruptura de las vigas de hormigón armado obtenidas en el programa experimental ya través del modelo numérico.

Tabla 3. Carga de Ruptura experimental y numérica

experimento	Flecha en el medio ambiente (Mm)	Carga Ruptura Experimental (kN)	Carga Ruptura numérica (KN)	Error (%)
medio ambiente	5.3	78.6	74.5	5.2
60 min.	5.2	77.2	73.5	4.9
120 min.	5.2	75.6	70.8	6.4
210 min.	3.7	47.6	44.9	5.7

Los calentamientos de 60 minutos y 120 minutos no fueron suficientes para reducir significativamente la resistencia residual de la viga de hormigón armado. Se observa que las temperaturas desarrolladas en la sección no fueron lo suficientemente grandes para provocar una degradación de los materiales constituyentes hasta 120 min. de exposición. Esto demuestra el buen desempeño, de las estructuras de hormigón armado cuando son sometidas a incendios. El calentamiento de 210min provocó una reducción considerable en la resistencia residual de la misma, la carga de ruptura en esta situación fue de 47.6 kN, o sea, el 60% de la carga de ruptura ambiente (Tabla 3).

Finalmente se observa que todos resultados numéricos tuvieron una tendencia muy similar a las obtenidas experimentalmente con errores inferiores al 7% en la determinación de la carga de ruptura de las vigas de hormigón armado. De esta forma el modelo es válido y preciso para predecir el comportamiento estructural residual de vigas de hormigón armado sometida a flexión pura después del incendio.

## 5. CONCLUSIONES

Este trabajo presentó un programa experimental para determinar la resistencia residual de vigas de hormigón armado tras un incendio. Complementariamente un modelo numérico tridimensional, no lineal, desarrollado en elementos finitos capaz de simular el comportamiento térmico y mecánico de este tipo de elemento estructural fue presentado. Basado en estos resultados se puede destacar lo siguiente:

- Las vigas de hormigón armado presentaron un buen rendimiento residual después de un incendio, resistiendo a 120 minutos sin pérdida de resistencia;
- El enfoque numérico desarrollado para el análisis térmico produjo resultados bastante satisfactorios en comparación con los obtenidos experimentalmente;
- El enfoque numérico desarrollado para el análisis mecánico residual produjo resultados precisos con errores inferiores al 7% en comparación con el experimento;
- El modelo numérico presentado puede ser usado para predecir el comportamiento térmico y mecánico (residual) vigas de hormigón armado-bi apoyado después del incendio;

## 6. REFERENCIAS

- ABAQUS/CAE (2013), “*Standard User’s Manual, version 6.13*”, Simulia Corp., USA,
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014), “*NBR-6118: Projeto de Estruturas de Concreto*”. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2013), “*NBR-14323: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio - procedimento*”. Rio de Janeiro.

- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2012), “*NBR-15200: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio*”. Rio de Janeiro.
- Corrêa, C., Rêgo Silva, J. J., Pires, T. A., Braga, G. C. (2015), “*Mapeamento de Incêndios em Edificações: Um estudo de caso na cidade do Recife*”. Revista de Engenharia Civil IMED, V. 2, Nº. 3, 2015. <https://doi.org/10.18256/2358-6508/rec-imed.v2n3p15-34>
- International Organization for Standardization (1999), “*ISO 834 Fire-resistance tests – Elements of building construction – Part 1: General requirements*”.
- Guo, Z., Shi, X. (2011), “*Experiment and calculation of reinforced concrete at elevated temperatures*”. Elsevier, eBook ISBN: 9780123869630, 336p.
- Kalifa, P. et al. “*Spalling and pore pressure in HPC at high temperatures*” (2000). Cement and concrete Research nº 30. 1915-1927. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(00\)00384-7](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(00)00384-7)
- Maraveas, C., Fasoulakis, Z., Tsavdaridis, K. D. (2017), “*Post-fire assessment and reinstatement of steel structures*”. Journal of structural fire engineering, v. 8, n. 2, p. 181-201. <https://doi.org/10.1108/JSFE-03-2017-0028>
- Morales, G., Campos, A., Fagarello, A. M. P. (2011), “*The action of the fire on the components of the concrete*”. Semina: Ciências Exatas e Tecnológicas, Londrina, v. 32, n. 1, p. 47-55, jan./mar. DOI: [10.5433/1679-0375.2011v32n1p47](https://doi.org/10.5433/1679-0375.2011v32n1p47)
- Neville, A. M. (1997), “*Propriedades do concreto*”. 2ª ed, Pini.
- Pires, T. A. (2007), “*Gerenciamento de riscos de incêndio: Avaliação do impacto em estruturas de concreto armado através de uma análise experimental de vigas isostáticas*”. Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Pernambuco
- Pires, T. A., Rodrigues, J. P. C., e Silva, J. J. R. (2012), “*Fire resistance of concrete filled circular hollow columns with restrained thermal elongation.*”, Journal of Constructional Steel Research, v. 77, pp. 82-94. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2012.03.028>
- Rodriguez, G., Bonilla, J., Hernandez, J. (2016), “*Modelación numérica de vigas continuas de gran peralte de hormigón armado*”. Revista Ingeniería de Construcción, 2016, vol.31, n.3, p. 163-174. <http://dx.doi.org/10.4067/S0718-50732016000300002>
- Santiago Filho, H. A., Pereira, R. G., Pires, T. A., et. al. (2017), “*Analysis of a reinforced concrete slab in a fire situation*”. Anais 59º IBRACON – Congresso brasileiro do concreto.
- Smith, C. I., Kirby B. R., Lapwood, D. G., Cole, K. J., Cunningham, A. P., Preston, R. R. (1981), “*The Reinstatement of Fire Damaged Steel Framed Structures*” Fire Safety Journal, 4 p. 21-62. [https://doi.org/10.1016/0379-7112\(81\)90004-7](https://doi.org/10.1016/0379-7112(81)90004-7)
- Silva A. L. R. C. (2006), “*Análise numérica não-linear da flambagem local de perfis de aço estrutural submetidos à compressão uniaxial*”, Tese de Doutorado em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, p. 205,
- Silva, V. P., Fakury, R. H., Rodrigues, F. C., Pannoni, F. D. (2006), “*A real fire in small apartment – a case study*”. Anais do 4th structures in fire. Aveiro.
- Silva, V. P. (2012), “*Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio: conforme ABNT NBR 15200:2012*”. São Paulo, Blucher.

## Resistencia a la compresión y microestructura de concretos fabricados con cementos supersulfatados base materiales de origen volcánico expuestos a un ambiente de sulfato

K. Cabrera Luna<sup>1</sup> , J. I. Escalante García<sup>2</sup> , D. Nieves Mendoza<sup>3</sup> , E. E. Maldonado Bandala<sup>3\*</sup> 

\*Autor de Contacto: [erimaldonado@uv.mx](mailto:erimaldonado@uv.mx)

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i1.374>

Recepción: 09/12/2018 | Aceptación: 30/12/2018 | Publicación: 30/12/2018

### RESUMEN

Esta investigación presenta los resultados de concretos fabricados con cementos supersulfatados (SSC) bases materiales volcánicos. Los concretos fueron curados bajo dos regímenes uno por 24 h a 25°C y otro por 22 h a 60°C y luego a 25 °C. Los especímenes fueron expuestos a dos condiciones, en seco en condiciones de laboratorio e inmersos en una solución con 3.5% CaSO<sub>4</sub> a 25°C hasta por 180 días. Después de 180 días, el concreto con un cementante compuesto de 5% An-10% PC-10% CaO-75% PM expuesto a la solución de CaSO<sub>4</sub> alcanzó una resistencia a la compresión de 46 MPa y 44 MPa en seco en condiciones de laboratorio. La microestructura fue analizada por microscopía electrónica de barrido, espectroscopia por dispersión de energía y DRX, mostró que los principales productos de hidratación son C-S-H y etringita.

**Palabras clave:** concreto supersulfatado; pómez; resistencia a la compresión; ambiente de sulfato.

**Citar como:** K. Cabrera Luna, J. I. Escalante García, D. Nieves Mendoza, E. E. Maldonado Bandala (2019), “Resistencia a la compresión y microestructura de concretos fabricados con cementos supersulfatados base materiales de origen volcánico expuestos a un ambiente de sulfato”, Revista ALCONPAT, 9 (1), pp. 106 – 116, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i1.374>

<sup>1</sup> Universidad Autónoma de Baja California, México.

<sup>2</sup> Centro de Investigación y de Estudios Avanzados del IPN, Unidad Saltillo, México

<sup>3</sup> Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Veracruzana, Veracruz, México.

### 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](mailto:alconpat.int@gmail.com), Página Web: [www.alconpat.org](http://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.

## Resistance to compression and microstructure of concrete manufactured with supersulfated cements-based materials of volcanic origin exposed to a sulphate environment

### ABSTRACT

This research presents the results of concretes made with supersulfated cements (SSC) volcanic material bases. The concretes were cured under two regimes one for 24 h at 25 ° C and one for 22 h at 60 ° C and then at 25 ° C. The specimens were exposed to two conditions, dry under laboratory conditions and immersed in a solution with 3.5% CaSO<sub>4</sub> at 25 ° C for up to 180 days. After 180 days, the concrete with a 5% An-10% PC-10% CaO-75% PM cementant exposed to the CaSO<sub>4</sub> solution achieved a compressive strength of 46 MPa and 44 MPa dry under conditions of laboratory. The microstructure was analyzed by scanning electron microscopy, energy dispersive spectroscopy and XRD, showing that the main hydration products are C-S-H and ettringite.

**Keywords:** supersulfated concrete; pumice; resistance to compression; sulfate environment.

## Resistência à compressão e microestrutura de concreto fabricado com materiais à base de cimento supersulfatado de origem vulcânica expostos a um ambiente de sulfato

### RESUMO

Esta pesquisa apresenta os resultados de concretos fabricados com cimentos supersulfatados (SSC) com bases de materiais vulcânicos. Os concretos foram curados sob duas condições, uma por 24 h a 25°C e outra por 22 h a 60°C e depois a 25°C. As amostras foram expostas a duas condições, a seco em condições de laboratório e imersos em solução com 3,5% de CaSO<sub>4</sub> a 25°C por até 180 dias. Após 180 dias, o concreto com um cimento composto de 5% An-10% PC-10% CaO-75% PM exposto à solução de CaSO<sub>4</sub> atingiu uma resistência à compressão de 46 MPa e 44 MPa em condições secas de laboratório. A microestrutura foi analisada por microscopia eletrônica de varredura, espectroscopia de dispersão de energia e DRX, mostrando que os principais produtos de hidratação são C-S-H e etringita.

**Palavras-chave:** concreto supersulfatado; pedra-pomes; resistência à compressão; ambiente de sulfato.

## 1. INTRODUCCIÓN

El concreto es el material compuesto más usado en el mundo, lo que involucra que el cemento Portland (PC) sea el material de la industria de construcción con el más alto consumo y producción, con una producción anual de casi dos billones de toneladas, emitiendo cerca de dos billones de toneladas de CO<sub>2</sub> (Shi et al., 2011). El esfuerzo por reducir la contaminación del aire ha conducido a la búsqueda y uso de nuevos materiales cementantes que sean amigables con el medio ambiente, tales como, los cements supersulfatados (SSC), debido a su ahorro de energía, bajas emisiones de carbono y reutilización de residuos (Ding et al., 2014), estos pueden reducir las emisiones de CO<sub>2</sub> hasta un 90% comparado con el cemento Portland (Woltron, 2009). Los SSC están comúnmente compuestos por escoria granulada de alto horno, una fuente de sulfato como hemihidrato (HH) y anhídrita (An) y una pequeña cantidad de activador alcalino, principalmente clínquer y cemento Portland (Kühl, 1908; Midgley and Pettifer, 1971; Bijen and Niël, 1981; Mehrotra et al., 1982; Dutta and Borthakur, 1990; Grounds et al., 1995; Taylor, 1998; Juenger et al., 2011) o hidróxido de calcio e hidróxido de potasio (Kamlet, 1960). Pocas investigaciones han estudiado cements supersulfatados compuestos con puzolanas naturales (Cabrera-Luna et al., 2018).

El propósito de esta investigación es presentar el estudio de las propiedades mecánicas y microestructura de concretos fabricados con SSC compuesto de un material volcánico tipo pómez. Los concretos fueron expuestos en seco en condiciones de laboratorio e inmersos en una solución de 3.5%  $\text{CaSO}_4$ , iniciando a los 28 días de edad. Este trabajo forma parte de una investigación sobre SSC base material de origen volcánico (Cabrera-Luna et al., 2018).

## 2. MATERIALES

Cemento supersulfatado base pómez compuesto de un material de origen volcánico tipo pómez (PM), con un área superficial de  $600 \text{ m}^2/\text{kg}$ , dos fuentes de sulfato: hemihidrato (HH) comercialmente disponible y anhidrita (An) subproducto industrial, dos fuentes alcalinas: CPC 30R (PC) (ONNCCE, 2014) y óxido de calcio (CaO) comercialmente disponible. La Tabla 1 muestra la composición química de los principales óxidos de los materiales de partida.

El agregado fino fue de origen volcánico con un módulo de finura de 2.84. El agregado grueso con un tamaño máximo nominal de 12.5 mm y una densidad volumétrica de  $1,388.54 \text{ kg/m}^3$ . Se usó un superplastificante tipo policarboxilato para mantener la relación agua/cementante de 0.30 y revenimiento de 75 a 100 mm.

Tabla 1. Composición química de los materiales de partida por fluorescencia de rayos-X (% wt)

Óxidos %wt	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	K <sub>2</sub> O	Na <sub>2</sub> O	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	MgO	SO <sub>3</sub>	Otros
PM	68.73	14.01	5.45	3.69	2.50	1.64	0.34		3.64
An					0.11	43.83		55.45	0.61
HH	0.94					39.70	0.58	51.69	7.09
PC	17.74	3.97	1.09		3.65	62.71	1.36	4.45	5.03
CaO						87.68	0.35	0.83	11.14

## 3. EXPERIMENTACIÓN

### 3.1 Diseño de mezclas y fabricación de especímenes

Cuatro mezclas de concreto fueron diseñadas con base al procedimiento propuesto por el Método de Volúmenes Absolutos, publicado por el ACI 211.1 (ACI Committee 211, 2002), con una relación de agua/cementante de 0.30, con respecto a  $720 \text{ kg/m}^3$  de cementante y un revenimiento de 75 a 100 mm. Fueron usados cuatro cementantes diferentes, compuestos por: 1) 5%HH-20%PC-75%PM, 2) 15%HH-10%PC-10%CaO-65%PM, 3) 5%An-10%PC-10%CaO-75%PM y 4) 15%An-20%PC-65%PM. La Tabla 2 muestra la cantidad de los componentes de los cementantes. Un concreto de referencia fue elaborado con 100% PC (C-R).

Para el ensaye de resistencia a la compresión fueron fabricados cubos de 100 mm por lado de acuerdo con la norma UNE-EN 12390-1 (AENOR, 2001). Los especímenes de concreto tuvieron un tratamiento inicial de curado: un curado a 25°C (T25) durante 24 h y el otro un curado térmico inicial a 60°C por 22 h y luego a 25°C (T60).

Después de 28 días los especímenes fueron expuestos a dos ambientes, uno en seco en condiciones de laboratorio a 25°C (L) y otro que consistió en ciclos de 7 días inmersos en una solución de 3.5%  $\text{CaSO}_4$  a 25°C luego 7 días en el laboratorio a 25°C (S).

Tabla 2. Composición de cementantes para los concretos (kg/m<sup>3</sup>)

Nomenclatura	Pómez (PM)	Hemihidrato (HH)	Anhidrita (An)	Óxido de calcio (CaO)	Cemento Portland (PC)
	kg/m <sup>3</sup>				
C-1	540	36	-	-	144
C-2	468	108	-	72	72
C-3	540	-	36	72	72
C-4	468	-	108	-	144
C-R	-	-	-	-	415

### 3.2 Caracterización

La resistencia a la compresión de los concretos fue determinada hasta 180 días aplicando una carga con una velocidad de 0.4 MPa/s de acuerdo a la norma UNE-EN 12390-3 (AENOR, 2003). Fragmentos de cubos ensayados fueron secados por 72 h en metanol y en seguida en una cámara de vacío a 38°C por un periodo de 72 h. Después, fragmentos de cubos secos fueron montados en resina, desbastados, pulidos y cubiertos con una capa de carbono, estos fueron analizados a través de un microscopio electrónico de barrido (MEB, Phillips modelo XL-30ESEM) operado a 20 kV.

## 4. RESULTADOS

### 4.1 Resistencia a la compresión

Los valores reportados representan el promedio de tres cubos. Los resultados de la evolución de la resistencia a la compresión de los concretos para el régimen de curado de T25 expuestos en seco en condiciones de laboratorio a 25°C (L) e inmersos en una solución de 3.5% CaSO<sub>4</sub> a 25 °C (S) hasta 180 días de edad son mostrados en la Figura 1. A los 28 días se observó que el concreto C-2 mostró la menor resistencia con 22 MPa, sin embargo, después de 180 días, la resistencia incrementó alcanzando alrededor de 41 MPa para ambas condiciones de exposición, siendo más altas que el valor del concreto de referencia. Por otra parte, el concreto C-3 alcanzó la más alta resistencia con alrededor de 44 MPa cuando fue expuesto a la solución de 3.5% de CaSO<sub>4</sub>, siendo superior en un 24% con respecto al concreto de referencia (C-R) a la edad de 180 días. Los valores de la desviación estándar de los promedios fueron ±0.10–2.30 MPa.

La Figura 2 muestra los resultados de resistencia a la compresión de especímenes para el régimen de curado de T60 expuestos a condiciones de laboratorio a 25°C e inmersos en una solución de 3.5% CaSO<sub>4</sub> a 25°C. La resistencia a la compresión de los concretos C-1 y C-3 a 28 días alcanzó valores alrededor de 32 MPa, similar a C-R, sin embargo, después de 180 días C-1 y C-3 expuestos a condiciones de laboratorio presentaron alrededor de 42 y 44 MPa, respectivamente, siendo más altos que el concreto de referencia con 36 MPa, mientras que C-3 inmerso en una solución de 3.5% CaSO<sub>4</sub> alcanzó 46 MPa. El curado inicial favoreció la resistencia inicial y tardía de acuerdo con resultados previos (Cabrera-Luna et al., 2018). Los valores de la desviación estándar de los promedios fueron ±0.17–1.76 MPa.

En general, se observó que la composición química y el curado inicial influyeron en el desarrollo de la resistencia de acuerdo con resultados previos (Cabrera-Luna et al., 2018). Estos factores tuvieron un efecto favorable en la densificación de la matriz, proporcionando resistencia al sulfato de calcio (Grounds et al, 2003). Por otra parte, el desarrollo de la resistencia de los SSC es más lento en comparación con el del cemento Portland (Noor-ul-Amin, 2014), debido a que el proceso de hidratación de SSC es lento a edades tempranas, por lo tanto, la resistencia a la compresión de

los concretos aumenta bruscamente a edades avanzadas (Ding et al., 2014). La ganancia de la resistencia a la compresión más allá de los 28 días puede estar relacionada con la velocidad de los productos de hidratación y la morfología del yeso formado (Cabrera-Luna et al., 2018).

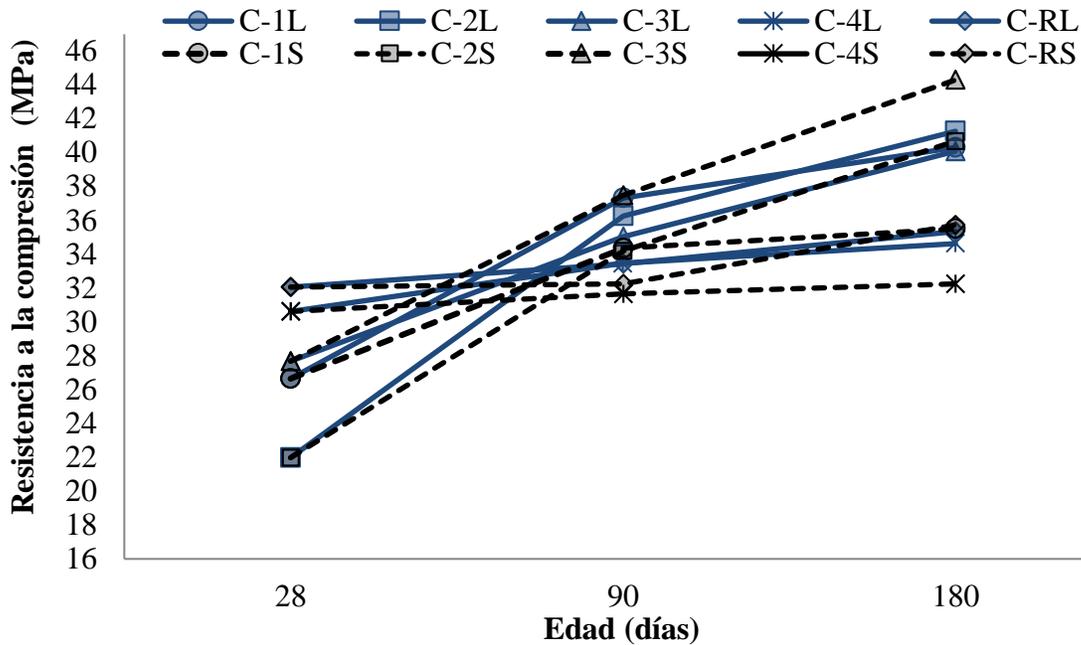


Figura 1. Resistencia a la compresión de especímenes para el régimen T25 expuestos en seco en condiciones de laboratorio (L) e inmersos en una solución de 3.5% CaSO<sub>4</sub> a 25°C (S).

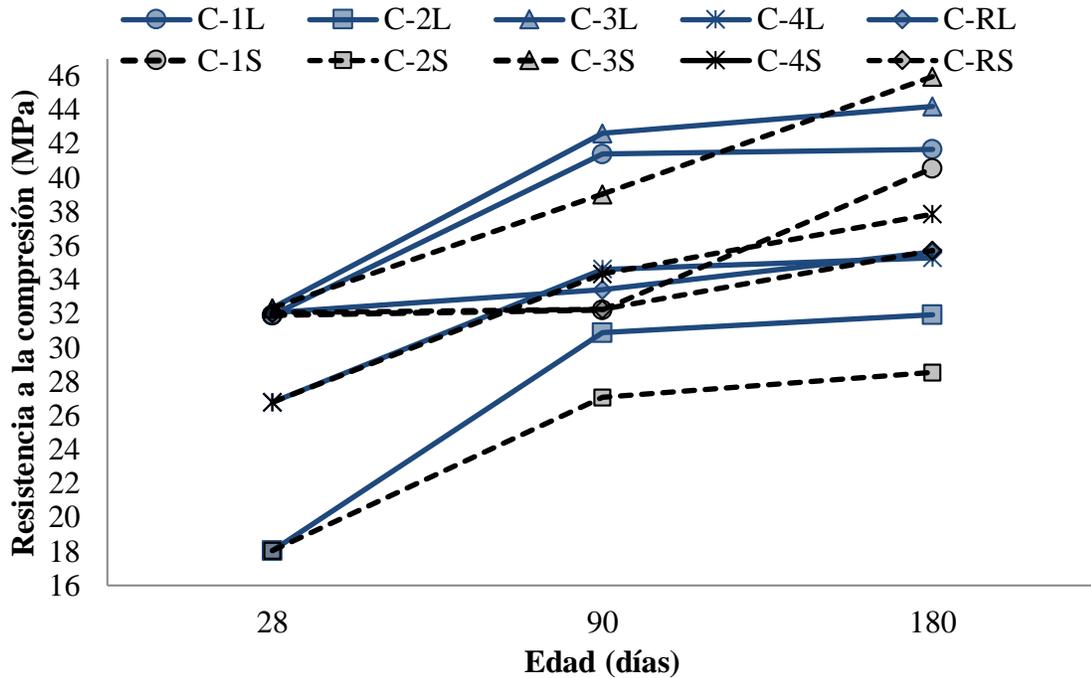


Figura 2. Resistencia a la compresión de especímenes para el régimen T60 expuestos en seco en condiciones de laboratorio (L) e inmersos en una solución de 3.5% CaSO<sub>4</sub> a 25°C (S).

#### 4.2 Difracción de rayos-X (DRX)

La Figura 3 presenta los patrones de DRX de la PM y del cementante compuesto por 15% An-20% PC -65% PM a 28 días, que fue usado para elaborar el concreto C-4. Después de la activación química de la PM a 28 días fue observado que el halo amorfo de la PM disminuyó de intensidad y fue ligeramente desplazado hacia la derecha, sugiriendo que las partículas de PM reaccionaron con los activadores para formar los productos de hidratación como etringita, anhidrita, yeso y C-S-H, identificados como principales fases hidratadas. Los picos de reflexión de la anhidrita revelan una baja solubilidad y reactividad, que influyó en una baja cantidad de etringita formada, eso está de acuerdo con la presencia de picos de reflexión débiles de etringita, sugiriendo que el desarrollo de la resistencia a edades posteriores se debe principalmente a la formación de C-S-H de acuerdo con (Cabrera-Luna *et al.*, 2018).

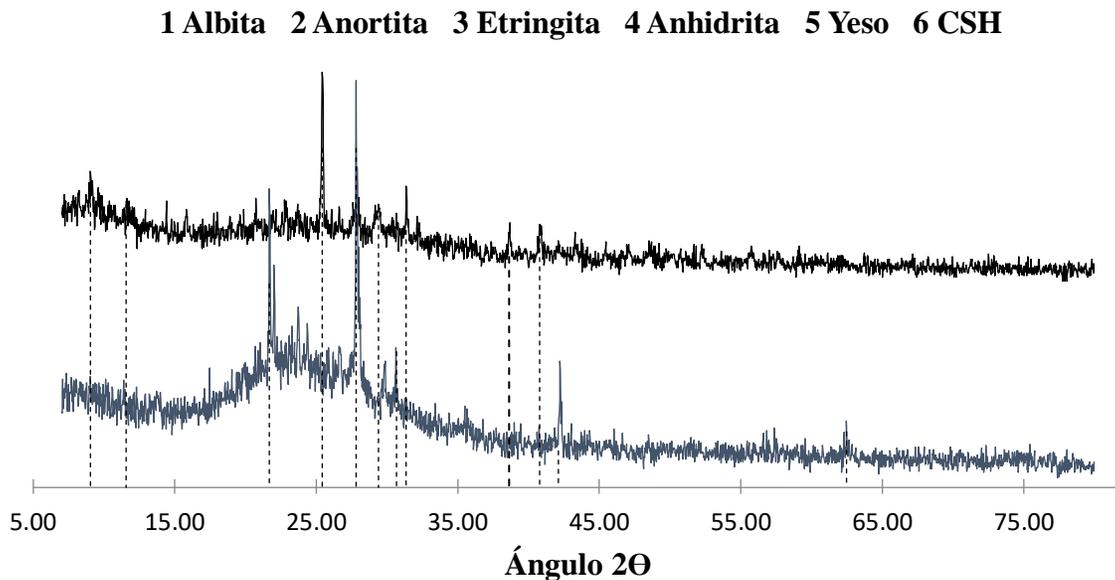


Figura 3. Patrones de DRX del cementante compuesto 5% An-20% PC -75% PM (C-4)

#### 4.3 Microscopia electrónica de barrido (MEB)

La Figura 4 y Figura 5 muestran la microestructura del concreto C-3 (5% An-10% PC-10% CaO-75% PM) para el régimen T60 expuestos en seco en condiciones de laboratorio a 25°C (L) a 28 días e inmersos en una solución de 3.5% CaSO<sub>4</sub> a 25 °C (S) a 90 días, respectivamente. Las imágenes fueron obtenidas usando electrones retrodispersados. En todas las micrografías fueron observadas partículas de pómez identificadas por una morfología irregular de diferentes tamaños, sugiriendo que no todas las partículas reaccionaron para formar productos de hidratación, además, por su tamaño, se puede distinguir fácilmente partículas de agregados que están embebidas en la matriz de productos de reacción. Partículas de anhidrita no fueron observadas lo que sugiere que los iones de Ca<sup>2+</sup> y SO<sub>4</sub><sup>2-</sup> reaccionaron con la fase alúmina de la PM para formar etringita (Juenger *et al.*, 2011; Sadique *et al.*, 2012; Bazaldúa-Medellín *et al.*, 2015; Gracioli *et al.*, 2017; Rubert *et al.*, 2018). En la Figura 4 la ausencia de granos de PC sugirió que reaccionaron con agua para formar más Ca(OH)<sub>2</sub>, promoviendo la disolución de PM para producir C-S-H y otros productos (Sadique *et al.*, 2012). La microestructura fue densa con grietas originadas por el secado del gel bajo las condiciones del alto vacío de la columna del microscopio (Avila-López *et al.*, 2015). In general, la interface matriz-agregado es continua, no se observaron grietas en esta área mostrando buena adherencia. Por otra parte, en las muestras pulidas la etringita es difícil de detectar, además, esta es

fácilmente descompuesta bajo las condiciones de secado al alto vacío de la columna del microscopio (Bazaldúa-Medellín et al., 2015). Sin embargo, los espectros de microanálisis por rayos-X (EDS) permitieron su identificación, estos mostraron que los principales productos de hidratación de los concretos SSC son C-S-H y etringita distribuidos a través de la matriz finamente intermezclados, esto está de acuerdo con (Cabrera-Luna et al., 2018). La presencia de cristales de etringita proporciona resistencia en lugar de expansión (Sadique et al., 2012), estos fueron depositados en los espacios de poros (Wolfe et al., 2001), inicialmente ocupados por agua (Cabrera-Luna et al., 2018), densificando la microestructura de la matriz junto con el C-S-H (Bazaldúa-Medellín et al., 2015), mejorando la resistencia, así, esta fase no fue acompañada de expansión (Wolfe et al., 2001), no hubo expansión visible en las muestras de concreto después de 180 días. Estos resultados coinciden con los patrones de DRX.

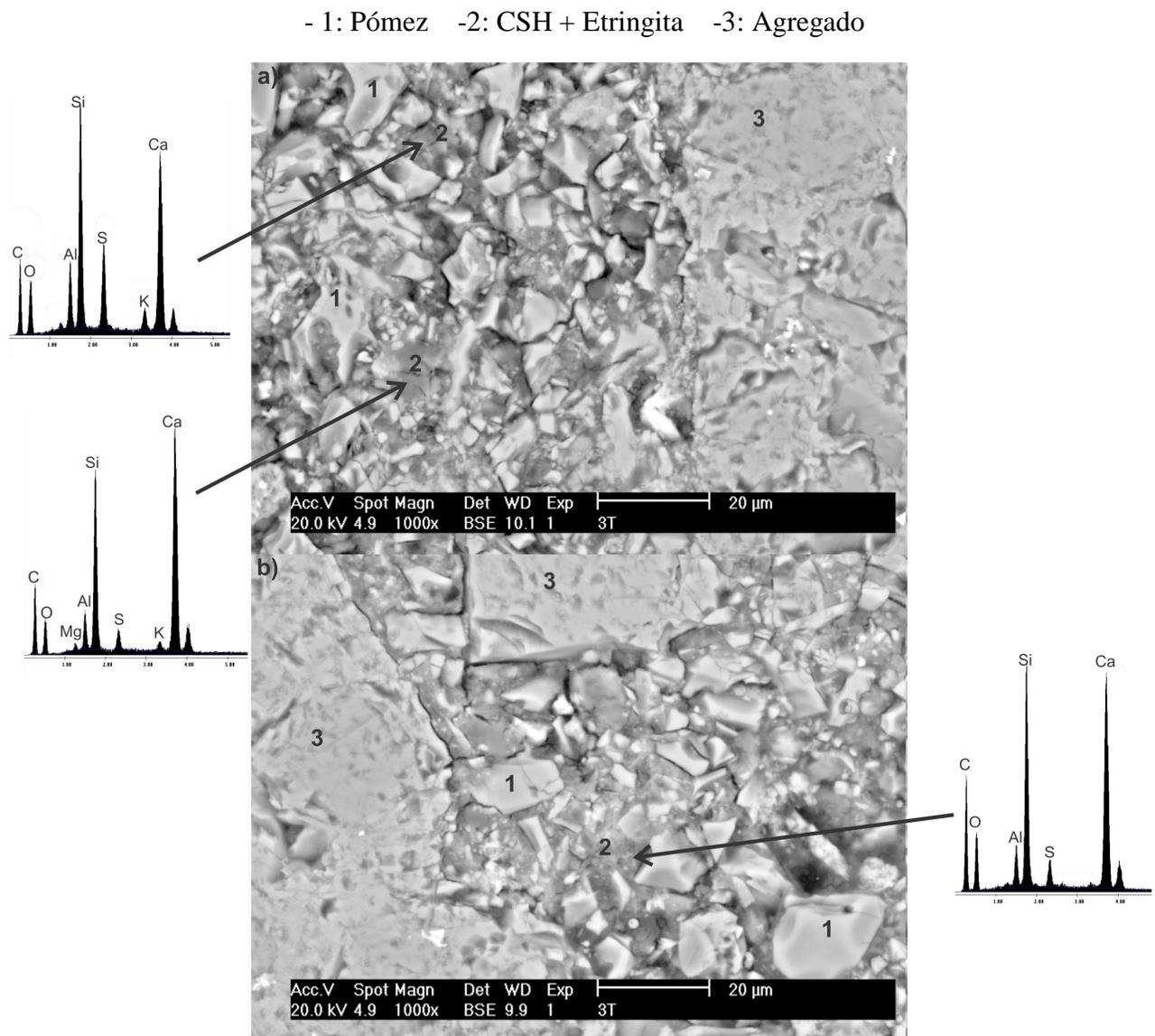


Figura 4. Imágenes por MEB usando electrones retrodispersados del concreto C-3 (5% An-10%PC-10%CaO-75%PM) para el régimen T60 expuesto en seco en condiciones de a 25°C a 28 días.

-1: Pómez -2: CSH + Etringita -3: PC parcialmente hidratado -4: Agregado

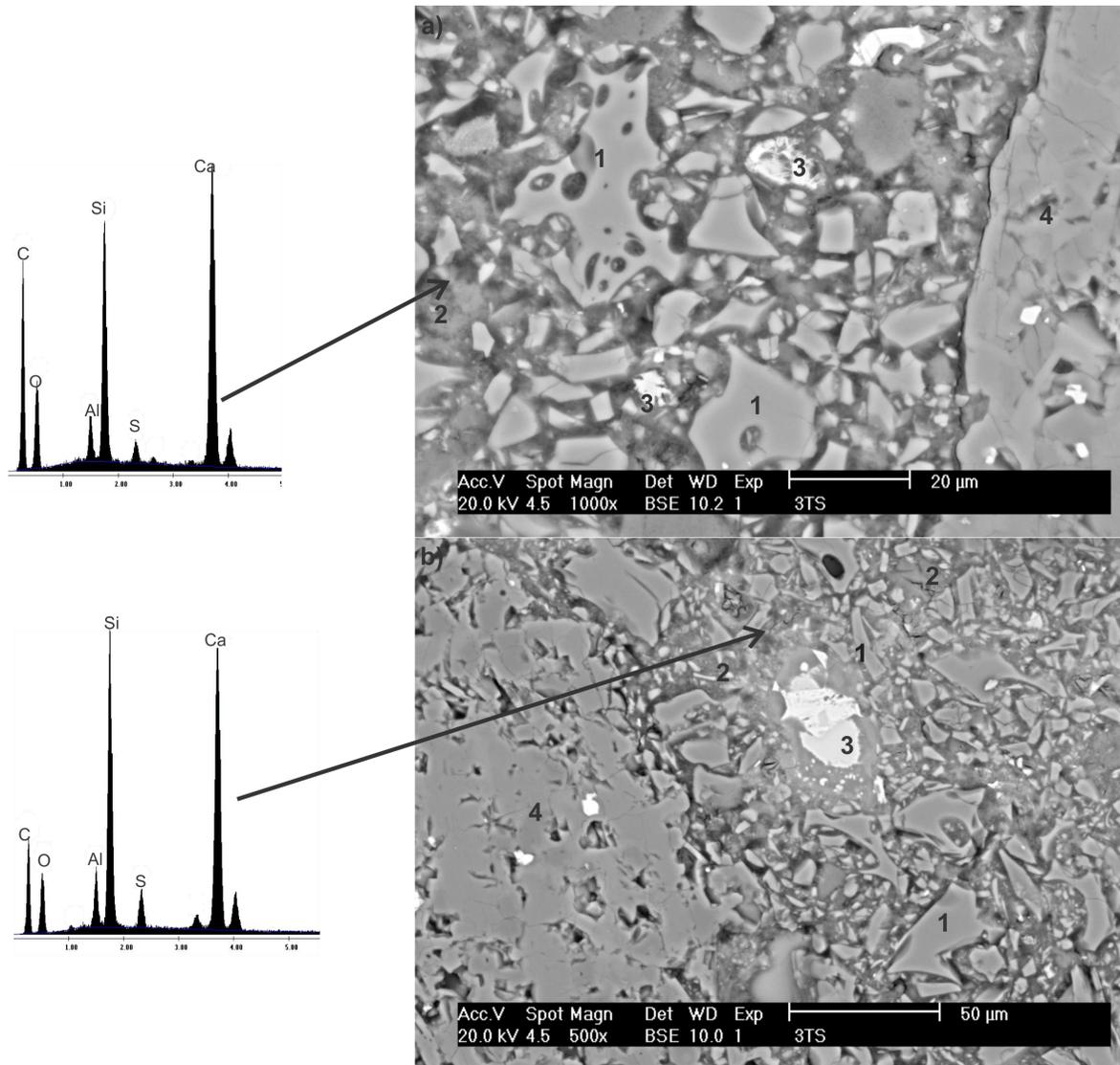


Figura 5. Imágenes por MEB usando electrones retrodispersados del concreto C-3 (5% An-10%PC-10%CaO-75%PM) para el régimen T60 inmersos en una solución de 3.5% CaSO<sub>4</sub> a 25°C a 90 días.

## 5. DISCUSIÓN

La degradación del concreto causada por mecanismos de ataque de sulfatos depende de factores como tipo de cemento, presencia de adiciones minerales, relación agua/cemento, tipo de catión asociado al anión sulfato, concentración de sulfato, tiempo y duración de exposición, ambiente, grado de hidratación y condiciones de curado (Hossain and Lachemi, 2006; Prasad *et al.*, 2006; Indu Siva Ranjani and Ramamurthy, 2012), además, otros parámetros como estructura de poro, permeabilidad, difusividad y propiedades mecánicas (Prasad *et al.*, 2006). En concretos fabricados con cemento Portland, el ataque de sulfato depende de la disponibilidad de Ca(OH)<sub>2</sub> y C<sub>3</sub>A (Hossain and Lachemi, 2006), por lo tanto la composición química del cementante tiene un papel importante en la resistencia al sulfato (Prasad *et al.*, 2006). Los SSC de esta investigación fueron base pómez volcánica, sulfato de calcio y fuentes alcalinas; cuando se expusieron a la solución de

sulfato de calcio por medio de ciclos húmedo y seco, estos mostraron estabilidad y desarrollo de resistencia, con microestructuras estables. Esto sugiere que los iones externos de sulfato no encontraron las condiciones para descalcificar la  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  o el C-S-H. Además, la disminución en el consumo de PC reduce la cantidad de aluminatos de calcio, el cual ya había encontrado una fuente abundante de sulfato de calcio a partir de los aditivos del SSC, así estos formaron etringita que se estabilizó como tal; además, el bajo contenido de Al de la PM y la abundancia de sulfato de calcio también minimizó la posibilidad de etringita retardada deletérea. Sin embargo, la expansión no solo depende de la cantidad y el tiempo de formación de la etringita, la ubicación de la formación también es importante (Wojceich, Marczewska and Jaworska, 1985); en este caso, la naturaleza de la microestructura, la velocidad de reacción de los componentes de SSC, favoreció una secuencia de reacciones y la deposición de productos de reacción que mostraron un equilibrio favorable que resultó en microestructuras resistentes formando cementos duraderos. Por otra parte, la baja relación agua/cementante usada debe haber tenido un efecto positivo, al reducir el volumen y la conectividad de la red porosa, lo que redujo la penetración de agentes externos (Indu Siva Ranjani and Ramamurthy, 2012). En general, no se observó degradación física durante el período de estudio, como agrietamiento, desprendimiento, pérdida de fuerza y adhesión. Los concretos SSC parecen adecuados para uso en condiciones marinas y para la construcción de tuberías de aguas residuales.

## 6. CONCLUSIONES

La resistencia a la compresión de especímenes curados a 25°C mostró que los concretos elaborados con cementantes compuestos de 15%HH-10%PC-10%CaO-65%PM y 5%An-10%PC-10%CaO-75%PM, alcanzaron alrededor de 41 y 44 MPa, respectivamente, cuando son inmersos en una solución de 3.5%  $\text{CaSO}_4$ .

Los concretos supersulfatados con cementantes compuestos de 5%HH-20%PC -75%PM, 5%An-10%PC-10%CaO-75%PM y 15%An-20%PC -65%PM curados a 60°C mostraron resistencias más altas que el concreto de referencia hasta en un 30%, inmersos en una solución de 3.5%  $\text{CaSO}_4$ .

Los principales productos de hidratación de los concretos supersulfatados detectados por DRX, SEM y EDS fueron C-S-H y etringita, que proporcionaron una resistencia a la compresión favorable cuando son expuestos a condiciones de laboratorio y sulfato de calcio.

El curado a 60°C por 22 h favorece la resistencia a edades tempranas y el desarrollo a edades posteriores, principalmente de las muestras expuestas en sulfato en casi todos los concretos.

La microestructura del concreto con cementante compuesto de 5%An-10%PC-10%CaO-75%PM mostró partículas de PM sin reaccionar y agregados embebidos en una estructura de pasta de matriz relativamente densa.

En general los concretos supersulfatados muestran valores favorables de resistencia a la compresión cuando son expuestos a una solución de 3.5%  $\text{CaSO}_4$ , mostrando adecuadas propiedades para su uso en ambientes marinos.

## 7. AGRADECIMIENTOS

Gracias al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología por la beca a K Luna-Cabrera, y por el apoyo financiero del proyecto Conacyt FC-2015-2 / 906.

## 8. REFERENCIAS

ACI Committee 211 (2002), *Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight, and Mass Concrete (ACI 211.1-91)*.

- AENOR (2001), *UNE-EN 12390-1, Testing hardened concrete. Part 1: Shape, dimensions and other requirements for specimens and moulds*.
- AENOR (2003), *UNE-EN 12390-3, Testing hardened concrete Part 3: Compressive strength of test specimens*.
- Avila-López, U., Almanza-Robles, J. M., Escalante-García, J. I. (2015), "Investigation of novel waste glass and limestone binders using statistical methods", *Construction and Building Materials*, 82, pp. 296–303. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.02.085>
- Bazaldúa-Medellín, M. E., Fuentes, A. F., Gorokhovskiy, A., Escalante-García, J. I. (2015), "Early and late hydration of supersulphated cements of blast furnace slag with fluorgypsum", *Materiale de Construcție*, 65(317), p. e043. <https://doi.org/10.3989/mc.2015.06013>.
- Bijen, J., Niël, E. (1981), "Supersulphated cement from blastfurnace slag and chemical gypsum available in the Netherlands and neighbouring countries", *Cement and Concrete Research*, 11(3), pp. 307–322. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(81\)90104-6](https://doi.org/10.1016/0008-8846(81)90104-6).
- Cabrera-Luna, K., Maldonado-Bandala, E. E., Nieves-Mendoza, D., Escalante García, J. I. (2018), "Supersulfated binders based on volcanic raw material: Optimization, microstructure and reaction products", *Construction and Building Materials*, 176, pp. 145–155. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.05.024>.
- Ding, S., Shui, Z., Chen, W., Lu, J., Tian, F. (2014), "Properties of supersulphated phosphogypsumslag cement (SSC) concrete", *Journal Wuhan University of Technology, Materials Science Edition*, 29(1), pp. 109–113. <https://doi.org/10.1007/s11595-014-0876-9>.
- Dutta, D. K., Borthakur, P. C. (1990), "Activation of low lime high alumina granulated blast furnace slag by anhydrite", *Cement and Concrete Research*, 20(5), pp. 711–722, [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(90\)90005-1](https://doi.org/10.1016/0008-8846(90)90005-1)
- Gracioli, B., Favero Varela, M. V., Beutle, C. S., Frare, A., Angulski da Luz, C., Pereira Filho, J. I. (2017), "Considerações sobre a resistência mecânica e o processo de hidratação de cimentos supersulfatados (CSS) formulados com fosfogesso", *Matéria (Rio de Janeiro)*, 22(1). <https://doi.org/10.1590/s1517-707620170001.0107>.
- Grounds, T., Nowell, D. V., Wilburn, F. W. (2003), "Resistance of supersulfated cement to strong sulfate solutions", *Journal of Thermal Analysis and Calorimetry*, 72(1), pp. 181–190. <https://doi.org/10.1023/A:1023928021602>.
- Grounds, T., Nowell, D. V., Wilburn, F. W. (1995), "The influence of temperature and different storage conditions on the stability of supersulphated cement", *Thermal Analysis*, 45, pp. 385–394. <https://doi.org/10.1007/BF02549342>.
- Hossain, K. M. A., Lachemi, M. (2006), "Performance of volcanic ash and pumice based blended cement concrete in mixed sulfate environment", *Cement and Concrete Research*, 36(6), pp. 1123–1133. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2006.03.010>.
- Indu Siva Ranjani, G., Ramamurthy, K. (2012), "Behaviour of foam concrete under sulphate environments", *Cement and Concrete Composites*. Elsevier Ltd, 34(7), pp. 825–834. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2012.03.007>.
- Juenger, M. C. G., Winnefeld, F., Provis, J. L., Ideker, J. H. (2011), "Advances in alternative cementitious binders", *Cement and Concrete Research*. Elsevier Ltd, 41, pp. 1232–1243. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2010.11.012>.
- Kamlet, J. (1960), "US2947643A Hydraulic Cements".
- Kühl, H. (1908), "German Patent No. 237777". German.
- Mehrotra, V.P., Sai, A. S. R., Kapur, P. C. (1982), "Plaster of Paris activated supersulphated slag cement", *Cement and Concrete Research*, 12(4), pp. 463–473. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(82\)90061-8](https://doi.org/10.1016/0008-8846(82)90061-8).
- Midgley, H. G., Pettifer, K. (1971,) "The microstructure of hydrated super sulphated cement", *Cement and Concrete Research*, 1(1), pp. 101–104. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(71\)90086-](https://doi.org/10.1016/0008-8846(71)90086-)

X.

- Noor-ul-Amin (2014), "An overview on comparative study of alternatives for Ordinary Portland cement", *Journal of Basic and Applied Chemistry*, 4(6), pp. 15–22, ISSN 2090-424X
- ONNCCE (2014), *NMX-C-414-ONNCCE, Building industry - hydraulic cement -specifications and testing methods*.
- Prasad, J. *et al.* (2006), "Factors Influencing The Sulphate Resistance of Cement Concrete and Mortar", *Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing)*, 7(3), pp. 259–268.
- Quanlin, N., Rui, Z. (2015), "Experimental study on some properties of a low-carbon cement", in *International Conference on Advances in Energy and Environmental Science*, pp. 1440–1443.
- Rubert, S., Angulski da Lu, C., Varela, M. V. F., Pereira Filho, J. I., Hooton, R. D. (2018), "Hydration mechanisms of supersulfated cement: The role of alkali activator and calcium sulfate content", *Journal of Thermal Analysis and Calorimetry*. Springer Netherlands, 134(2), pp. 971–980. <https://doi.org/10.1007/s10973-018-7243-6>.
- Sadique, M., Nageim, H. A., Atherton, W., Seton, L., Dempster, N. (2012), "A new composite cementitious material for construction", *Construction and Building Materials*. Elsevier Ltd, 35, pp. 846–855. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.04.107>.
- Shi, C., Jiménez, A. F., Palomo, A. (2011), "New cements for the 21st century: The pursuit of an alternative to Portland cement", *Cement and Concrete Research*. Elsevier B.V., 41(7), pp. 750–763. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2011.03.016>.
- Taylor, H. F. W. (1998), *Cement chemistry*. 2nd edn, *Cement and Concrete Composites*. 2nd edn. Thomas Telford Publishing. [https://doi.org/10.1016/S0958-9465\(98\)00023-7](https://doi.org/10.1016/S0958-9465(98)00023-7).
- Wojceich, P., Marczevska, J., Jaworska, M. (1985), "Some Aspects and Mechanisms of sulphate attack", *Structure*, pp. 19–24.
- Wolfe, W. E. *et al.* (2001), "The Effect of Ettringite Formation on Expansion Properties of Compacted Spray Dryer Ash", in *International Ash Utilization Symposium*.
- Woltron, G. (2009), "The utilisation of GGBFS for advanced supersulfated cements", *World Cement*.