

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

Paulo Do Lago Helene, **Brasil**

Presidente

Angélica Ayala Piola, **Paraguay**

Director General

Pedro Castro Borges, **México**

Secretario Ejecutivo

José Manuel Mendoza Rangel, **México**

Vicepresidente Técnico

Pedro Garcés Terradillos, **España**

Vicepresidente Administrativo

Margita Kliewer, **Paraguay**

Gestor

Bernardo Tutikian, **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:

MSc. Sergio Raúl Espejo Niño
PhD en Estructuras UPM, Gestión Civil Ingeniero
Bogotá, **Colombia**

Editor Ejecutivo:

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

Universidade Técnica de Lisboa
Lisboa, **Portugal**

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

www.revistaalconpat.org

Es motivo de satisfacción y alegría para el equipo de la Revista ALCONPAT ver publicado el primer número de nuestro sexto 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 V6N2, inicia con un trabajo procedente de **Brasil**, donde C. G. N. Marcondes y M. H. F. Medeiros demuestran que el análisis jerárquico es una herramienta eficiente en la investigación de la eficiencia de la dispersión de los nanotubos de carbono en una mezcla de agua en concreto. Se estudiaron doce tipos de dispersiones para nanotubos de carbono de paredes múltiples, tanto en forma de polvo como ya dispersos en agua en un medio acuoso con varios productos químicos.

En el segundo trabajo, procedente de **México**, L. Y. Gómez-Zamorano y C. E. Castillo-Linton nos hablan sobre la evaluación del efecto de la adición de nanopartículas de sílice (NS) a dos matrices cementantes, base cemento Portland ordinario y cemento sulfoaluminoso, con el fin de establecer su influencia en las propiedades mecánicas y de resistencia química de dichos materiales. Para esto, se adicionaron las NS en dosificaciones de 0.30% a 5.0% en peso. Los resultados indicaron que la resistencia a la compresión y al ataque químico por sulfatos, se ven mejoradas debido a la adición de NS.

En el tercer artículo procedente de **Brasil**, P. Valentini y C. S. Kazmierczak analizan las manifestaciones patológicas que pueden ocurrir en las baldosas cerámicas, como la pérdida de adherencia, que se considera la más grave debido a Riesgo de accidentes por caída y los elevados costes de reparación. Este trabajo tuvo como objetivo evaluar la influencia de las propiedades de diferentes losas cerámicas, aplicadas con dos tipos de mortero y sujetas a tres condiciones de curado diferentes (establecidas por la norma ABNT 14.081-4: 2012), sobre la resistencia a la adherencia del sistema de recubrimiento. Se observó que el tipo de curado es la variable que muestra la influencia más significativa sobre la resistencia a la adherencia, seguida del tipo de mortero utilizado.

El cuarto artículo, de Néstor F. Ortega y colegas, proviene de **Argentina**; se ocupa de los resultados obtenidos al exponer vigas de hormigón armado sometidas a esfuerzos de flexión a un proceso de corrosión acelerada, lo que genera un esfuerzo de tracción en el refuerzo corroído. Los resultados

evidenciaron la influencia del grosor del recubrimiento de refuerzo en el proceso de corrosión y su manifestación externa (agrietamiento del recubrimiento), considerando las mismas necesidades mecánicas y las necesidades mecánicas.

El quinto trabajo de este número lo escriben Wellington Mazer y colegas de **Brasil**, Con el propósito de evaluar la incidencia de manifestaciones patológicas en fachadas de edificios, correlacionadas con la dirección geográfica. Se encontró que las manifestaciones patológicas en fachadas aparecen en diferentes montos y direcciones, habiéndose identificado una relación con la variación de la temperatura y la dirección del viento en función de la orientación geográfica.

El sexto artículo procedente de **Portugal** donde Tiago Morgado y colegas, presentan un estudio sobre la resistencia al fuego de vigas fabricadas con perfiles pultrusionados de polímero reforzado con fibra de vidrio (GFRP). Con los resultados obtenidos, fue posible desarrollar un modelo numérico en el software ANSYS FLUENT para simular la evolución del campo de temperaturas en la sección transversal y un modelo analítico para determinar la evolución de la deformación de las vigas.

El séptimo trabajo de Arnulfo Luévanos Rojas de **México** donde presenta un modelo para el diseño de zapatas combinadas rectangulares de lindero con dos lados opuestos restringidos tomando en cuenta la presión real del suelo sobre la superficie de contacto de la zapata. El enfoque matemático sugerido en este trabajo produce resultados que tienen una exactitud tangible para encontrar la solución más económica

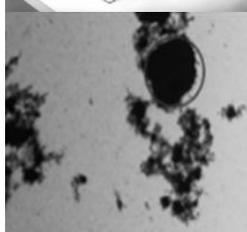
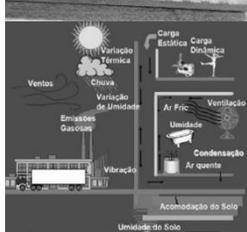
El artículo que cierra este número es de Caroline C. Deghenhard y colegas de **Brasil**, quienes presentan un trabajo del acero de refuerzo estructural externo a través de chapas de acero pegadas con adhesivo epóxico es una opción para incrementar la capacidad de carga de elementos de concreto reforzado. Como resultado, se presenta una comparación relativa al desempeño de las vigas.

En este V6 N2, RA se complace en aumentar su tasa de publicación de 6 a 8 artículos por número, gracias a la participación entusiasta de sus autores y lectores. Cabe señalar que RA ahora tiene números DOI para facilitar la indexación y localización de las obras. Del mismo modo, RA lanzó un portal OJS y una dirección más fácil de usar para nuestros lectores (www.revistaalconpat.org). Agradecemos a los autores que participan en este número por su disposición y esfuerzo en la presentación de artículos de calidad y por el cumplimiento de los plazos establecidos.

Por el Consejo Editorial



Pedro Castro Borges
Editor en Jefe



CONTENIDO

Página

- C. G. N. Marcondes, M. H. F. Medeiros:** Análisis de la dispersión de soluciones conteniendo nanotubos de carbono para su uso en concretos de Cemento Portland. 84
- L. Y. Gómez-Zamorano, C. E. Castillo-Linton:** Modificación de las propiedades de matrices cementantes mediante la adición de partículas de nanosílice. 101
- P. Valentini, C. S. Kazmierczak:** Evaluación de la adherencia de baldosas cerámicas aplicadas como revestimiento de fachada. 116
- R. S. Meneses, J. M. Moro, R. R. Aveldaño, N. F. Ortega:** Influencia del espesor del recubrimiento de elementos de hormigón armado expuestos a procesos de corrosión y sometidos a cargas externas. 129
- W. Mazer, L. M. R. Silva, E. Lucas, F. C. M. Santos:** Evaluación de manifestaciones patológicas en edificios en función de la orientación geográfica. 145
- T. Morgado, J. R. Correia, N. Silvestre, F. Branco:** Resistencia al fuego de perfiles pultruidos de polímero reforzado con fibras de vidrio (GFRP) para aplicaciones en rehabilitación: Estudio experimental, numérico y analítico. 157
- A. Luévanos Rojas:** Un nuevo modelo para diseño de zapatas combinadas rectangulares de lindero con dos lados opuestos restringidos. 173
- C. C. Deghenhard, T. Teixeira, A. Vargas, M. Vito, Â. C. Piccinini, B. Do Vale Silva:** Análisis experimental de distintas configuraciones de chapa metálica en el refuerzo a flexión de vigas de concreto armado. 190



Análisis de la dispersión de soluciones conteniendo nanotubos de carbono para su uso en concretos de cemento Portland

C. G. N. Marcondes¹, M. H. F. Medeiros²

¹ Pontifical Catholic University of Paraná (PUCPR), Brazil.

² Department of Civil Engineering, Federal University of Paraná, Brazil.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v6i2.131>

Artículo recibido el 29 de enero de 2016, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 14 de Abril de 2016. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el primer número del año 2017 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del tercer número del año 2016.

© 2016 ALCONPAT Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 6, No. 2, Mayo – Agosto 2016, es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A.C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Página Web: www.alconpat.org.

Editor responsable: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de derechos al uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derecho de Autor. Responsable de la última actualización de este número, Unidad de Informática ALCONPAT, Ing. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, fecha de publicación: 30 de mayo de 2016.

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.

RESUMEN

Los nanotubos de carbono (NTC) son estructuras nanométricas de carbono en formas cilíndricas. Para su uso en hormigón, una de las dificultades es su dispersión, enfoque de este trabajo. Se utilizó una herramienta conocida como análisis jerárquico para investigar la eficiencia de dispersión de los NTC en el agua de la mezcla de hormigón. Fueron estudiados 12 maneras de dispersiones en medio acuoso que contiene diferentes productos químicos. Se usaron los nanotubos de carbono de pared múltiple en forma de polvo y los ya procesados, dispersos en agua. El estudio mostró que la herramienta de análisis jerárquico podría constituir una alternativa eficaz para la elección de una mejor dispersión, teniendo en cuenta los factores que influyen en forma sistémica.

Palabras clave: proceso de análisis jerárquico; hormigón; nanotubos de carbón.

ABSTRACT

Carbon nanotubes (CNTs) are nanometric carbon structures with cylindrical formats. For use in concretes, one of the difficulties is in its dispersion, focus this work. It used a tool known as hierarchical analysis to investigate the efficiency of the dispersion of carbon nanotubes in concrete kneading water.

Were studied 12 forms of dispersions in aqueous medium containing hum Miscellaneous Chemicals. Carbon nanotubes multi-walled in powder form and Processed already dispersed in water were used. The study showed that the hierarchical analysis tool might constitute an alternative to the election of the best choice among the available options, considering the factors of influence in a systemic way.

Keywords: analytical hierarchy process; concrete; carbon nanotubes.

RESUMO

Os nanotubos de carbono (NTC) são estruturas nanométricas de carbono com formatos cilíndricos. Para uso em concretos, uma das dificuldades está na sua dispersão, foco deste trabalho. Foi usada uma ferramenta conhecida como análise hierárquica. Para investigar a eficiência da dispersão dos nanotubos de carbono na água de amassamento do concreto, foram estudadas 12 formas de dispersões em um meio aquoso contendo diversos produtos químicos. Foram utilizados os nanotubos de carbono de paredes múltiplas em forma de pó e os industrializados, já dispersos em água. O trabalho demonstrou que a ferramenta de análise hierárquica poderia se constituir em uma alternativa eficiente para a eleição da melhor dispersão, considerando os fatores de influência de forma sistêmica.

Palavras-chave: análise hierárquica; concreto; nanotubos de carbono.

Autor a contactar: Marcelo Medeiros (medeiros.ufpr@gmail.com)

1. INTRODUCCIÓN

Investigaciones en las áreas del cemento y nanotecnología, tales como Makar et al. (2005), Gleize (2007), Nochaiya y Chaopanich (2011), mostraron que algunas adiciones de nano-compuestos pueden permitir cambios importantes en las propiedades de compuestos cementíceos, permitiendo la producción de concretos más resistentes, menos porosos y más durables. Entre esos posibles materiales están los nanotubos de carbono (NTC), foco principal de este artículo.

Los nanotubos de carbono (NTC) son estructuras de carbono que, una vez sintetizadas, adquieren forma cilíndrica en escala nanométrica y miden aproximadamente 3nm de diámetro y 1000nm de longitud, siendo que un nanómetro corresponde a $10E-9$ metros. (Couto, 2006).

Desde el punto de vista estructural, existen dos tipos de nanotubos de carbono: de pared única, que consiste de una única hoja de grafeno enrollada en sí misma para formar un tubo cilíndrico, y de paredes múltiples, siendo un conjunto de nanotubos de carbono coaxiales, con varias hojas de grafeno enrolladas en un tubo (Zarbin, 2007). Los de paredes simples (NTC) son más difíciles de ser sintetizados, lo que aumenta su costo y prácticamente impide su aplicación ampliamente.

La adición de nanotubos de carbono en compuestos de cemento es un tema que ha sido estudiado por varias universidades brasileñas e internacionales y se justifica ya que algunas investigaciones, comprueben su buen desempeño de nanopartículas cuando son adicionadas a morteros de cemento Portland y mezclas. Sin embargo, aún existen algunas barreras por vencer. De acuerdo con Batiston (2012), los dos principales desafíos para la introducción de nanotubos de carbono en matrices de cemento son: homogenización y la distribución de nanotubos de carbono en la matriz y su interacción con los compuestos resultantes de la hidratación del cemento.

En cuanto a la distribución de los nanotubos de carbono en una matriz cementícea, varios métodos han sido utilizados, destacando la a sonorización y funcionalidad de nanotubos de carbono utilizando mezclas de ácido nítrico y sulfúrico. Una dispersión adecuada de nanotubos de carbono (NTC) es un pre-requisito para a su uso en la mejora de sus propiedades mecánicas de los compuestos a base de cemento (Sobolkina et al., 2012).

Para los investigadores Koshio et al. (2001), el ultrasonido puede ser considerada una tecnología eficaz para la dispersión de nanotubos de carbono en agua, aceites o polímeros. Para ellos, las fuerzas de cizallamiento generadas por ultrasonido superan las fuerzas de atracción entre las partículas de nanotubos, siendo capaz de separarlas.

Esto ya fue comprobado por Konsta et al. (2010), que obtuvo una dispersión eficaz a través de la aplicación de energía ultra-sónica y el uso de un surfactante. Los resultados de esta investigación muestran que hubo dispersión adecuada con la aplicación de energía ultrasónica. También quedo evidente en este estudio que los nanotubos de carbono de paredes múltiples pueden reforzar la matriz de cemento, observando que aumentan la cantidad de CSH y reducen la porosidad. Esa contribución es también debida a la finura de las partículas, lo que resulta en una reducción del tamaño del poro en la pasta de cemento hidratado (Neville, 1996).

Como el uso de nanotubos de carbono en compuestos de cemento es un campo de estudio prometedor y está en fases iniciales, este estudio pretende contribuir para mejorar la comprensión sobre la eficiencia de la dispersión de nanotubos de carbono en soluciones acuosas. Para seleccionar las mejores adiciones para realizar la dispersión se usó la herramienta de análisis jerárquico, que será presentada a continuación, y tiene la ventaja de ser un método sistemático de elección, en el cual varios criterios pueden ser evaluados de una forma detallada.

2. TEORIA DEL ANÁLISIS JERÁRQUICO

El Proceso Jerárquico Analítico, AHP, es una de las metodologías de análisis multi criterios que ayudan a tomar la decisión en diversos campos del conocimiento humano. En la ingeniería civil, el potencial del AHP ha sido poco explorada, no obstante, es posible citar ejemplos de estudios que usan esta herramienta para la toma de decisiones, tales como: Marchezetti et al. (2011), en el tratamiento de residuos domésticos; Lai et al. (2008), en proyectos de obras públicas; Costa y Correa (2010), en la evaluación de la post-ocupación de edificios; Pereira, Medeiros y Levy (2012) y Mattana et al. (2012) en estudios sobre el reciclaje de residuos de construcción para la fabricación de concreto y morteros. De acuerdo con Costa (2002), el método propuesto por Saaty al inicio de los años 70 (Saaty, 1978), puede ser clasificado como uno de los métodos más conocidos y usados de análisis multi -criterio, visualizando la selección/escogencia de alternativas en un proceso que considera diferentes criterios de evaluación.

Para el uso de esta importante herramienta que lidia con problemas complejos de una forma más simplificada, elementos clave son necesarios para determinar la meta global: alternativas viables y el conjunto de criterios y atributos. Es importante que quien aplique esta técnica este consciente de que los criterios establecidos no causan un efecto de sobre posición unos sobre otros y son capaces de cubrir todas las soluciones para el problema. El AHP permite considerar la subjetividad de algunos parámetros y utiliza formas de juicio para cuantificar esos ítems, de modo que los niveles jerárquicos son construidos. Los resultados son presentados en el formato de prioridades, permitiendo la determinación de la cantidad de una alternativa, o su grado de importancia sobre las otras variables.

Esta evaluación influye en la calidad y la eficacia de los resultados obtenidos, una vez que es responsabilidad del evaluador la determinación del modelo de alternativas y criterios, y el juicio de valores atribuidos en las evaluaciones involucradas. Exigiendo de los evaluadores conocimiento sobre el asunto de cada tópico.

3. PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL

El enfoque del experimento desarrollado es básicamente clasificar la composición y el método de dispersión de nanotubos de carbono en solución acuosa. La razón para esto es que los nanotubos de carbono son previamente dispersos en agua antes de su adición en la mezcla de concreto, su distribución será más homogénea que siendo simplemente solo en polvo con NTC y fuese adicionado al mezclador al momento de la fabricación de concreto. Con este enfoque, 12 alternativas de dispersión fueron evaluadas desde el punto de vista de la turbiedad, el diámetro de formación de grupo y tendencia de sedimentación. La Tabla 1 muestra el plano general del experimento, con el número de muestras y la dosis utilizada.

Tabla 1. Visión general del experimento.

Muestra	Descripción	Dosis
AM 1	NTC en polvo con agua	10g agua + 0,03g de NTC
AM 2	NTC en polvo con agua y aditivo a base de policarboxilato (Tec Flow 8000 – 2% relativo a peso de agua)	10g agua + 0,03g de NTC + 0,2g de aditivo
AM 3	NTC en polvo con agua y aditivo a base de policarboxilato (Tec Flow 8000 – 1% relativo a peso de agua).	10g agua + 0,03g de NTC + 0,1g de aditivo
AM 4	NTC Aquacyl 0301 con agua.	9,03g agua + 1g de NTC Aquacyl 0301

AM 5	NTC Aquacyl 0301 con agua y aditivo a base de policarboxilato (Tec Flow 8000 - 1% relativo a peso de agua).	9,03g agua + 1g de NTC Aquacyl 0301 + 0,1g de aditivo.
AM 6	NTC Aquacyl 0301 con agua, NTC en polvo y aditivo a base de policarboxilato (Tec Flow 8000 - at 1% relativo a peso de agua).	9,57g agua + 0,5g de NTC Aquacyl 0301 + 0,015g NTC en polvo + 0,1g de aditivo
AM 7	NTC Aquacyl 0301 con agua y aditivo a base de policarboxilato (Tec Flow 8000 – 0,5% relativo a peso de agua).	9,03g agua + 1g de NTC Aquacyl 0301 + 0,05g de aditivo.
AM 8	NTC Aquacyl 0301 con agua, NTC en polvo y aditivo a base de policarboxilato (Tec Flow 8000 – 0,5% relativo a peso de agua).	10g agua + 0,03g de NTC + 0,05g de aditivo.
AM 9	NTC Aquacyl 0301 con agua y NTC en polvo.	9,57g agua + 0,5g de NTC Aquacyl 0301 + 0,015g NTC en polvo
AM 10	NTC Aquacyl 0301 con agua, NTC en polvo y aditivo a base de policarboxilato (Tec Flow 8000 – at 0,5% relativo a peso de agua).	9,57g agua + 0,5g de NTC Aquacyl 0301 + 0,015g NTC en polvo + 0,05g de aditivo
AM 11	NTC en polvo con goma arábica y agua.	9,0g agua + 1g Goma arábica + 0,03g NTC en polvo
AM 12	NTC en polvo y agua con surfactante – Lauril Ether Sulfato de Sódio	– 10g agua + 0,03g de NTC en polvo + 0,1g de surfactante

3.1. Materiales

Los materiales utilizados fueron: nanotubos de carbono (NTC), aditivo superplastificante, agua destilada, goma arábica y lauril éter sulfato de sodio.

En el caso de goma arábica, el fabricante no suplió datos de caracterización química y mecánica, por lo tanto, no es presentada en este trabajo. El lauril sulfato de sodio éter es básicamente un producto químico cuya fórmula es $\text{CH}_3(\text{CH}_2)_{10}\text{CH}_2(\text{OCH}_2\text{CH}_2)_n\text{OSO}_3\text{Na}$. Ambos materiales ya habían sido investigados por Ibarra et al. (2006) y Metaxa et al. (2012), respectivamente, que obtuvieron buenos resultados de dispersión. Los nanotubos de carbono utilizados en esta investigación fueron adquiridos de la empresa Nanocyl SA, localizada en Bélgica. El valor pagado por el producto en polvo fue de 120 euros por kilo. Estos son los nanotubos de carbono de paredes múltiples sintetizadas por el método de deposición de vapor químico, también llamado de CVD. Comercialmente los productos son especificados con los nombres NC 7000 para la presentación en polvo y AQUACYL 0301, al que ya está disperso en agua. En ambos casos fueron utilizados en este estudio.

Las Tablas 2 y 3 muestran las informaciones físicas y químicas de los nanotubos de carbono utilizados en este estudio.

Para realizar el experimento, fue utilizado un superplastificante con base de policarboxilato. Policarboxilatos son macromoléculas utilizados como dispersantes en composiciones cementicias de alta eficiencia, reduciendo la viscosidad de las suspensiones y minimizando la cantidad de agua utilizada para el proceso (Mehta; Monteiro, 2013).

Tabla 2. NTC – Caracterización según fabricante.

Propiedades	Unidad	Valor
Diámetro promedio	nanómetros	9,5
Longitud promedio	micrones	1,5
Pureza de carbono	%	90
Óxido metálico	%	10
Área superficial	m ² /g	250-300
Densidad promedio	g/l	60

Tabla 3. Composición del producto según fabricante.

Componentes	% (peso)
Grafito sintetizado (NTC)	90%
Óxido de cobalto	< 1%
Otros	9%

El aditivo usado en el experimento consiste en un polímero de éter carboxílico modificado con una concentración de sólidos de aproximadamente 49 %. El producto cumple con los requisitos de la norma ASTM C 494/2013 (tipo A y F) (2013), ASTM 1017/2007 (2007), NBR 11768/2011 (2011). Algunas de sus propiedades pueden ser vistas en la Tabla 4.

Tabla 4. Informaciones del aditivo según fabricante.

Dosis recomendada (por peso de cemento)	pH (ABNT 10908)	Peso específico (ABNT 10908)
0,3% a 2%	5,5 ± 1,0	1,10 ± 0,02 g/cm ³

3.2. Procedimiento para preparación da dispersión dos NTC

Figura 1 Pesada de nanotubos utilizando una balanza electrónica con una precisión de 0,001 g. En todos los casos, el porcentaje de 0,3 % en relación al total de agua adicionada fue mantenida. Las mezclas fueron hechas en tubos de ensayo, que fueron agitadas mecánicamente (Figura 1 - b, y la Figura 1 - C, posterior a la agitación). Como paso siguiente, las soluciones en tubos de ensayo fueron sujetas a agitación por ultrasonido en un dispositivo de bancada, de la marca Thornton Ltd., con una frecuencia nominal de 40 kHz y 100 W de potencia (Figura 1 - d).

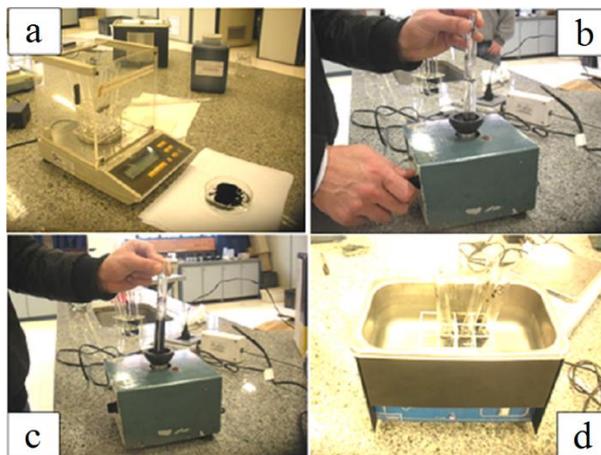


Figura 1. a) Pesada de los nanotubos de carbono, b) agitación de solución, c) apariencia de la muestra posterior a la agitación mecánica, d) mezclas en el ultrasonido

Las muestras permanecieron en el ultrasonido durante 1 hora. Esto fue determinado sobre la base de un análisis visual que indicó que posterior a 60 minutos, las muestras no presentan alteraciones en relación a la tonalidad y turbidez y no mostró ninguna decantación después de un tiempo de reposo de 24 horas, conforme lo explicado en la sección 3.3.

3.3. Definición del tiempo de agitación por ultrasonido de las muestras

Esta parte del estudio fue destinada a determinar el tiempo de permanencia de las soluciones acuosas, con NCT, en el ultrasonido. Así, las dispersiones fueron efectuadas usando los tiempos de 10, 20, 40 y 60 minutos en el ultrasonido. El objetivo fue definir un tiempo de agitación por ultrasonido que va a generar una mínima incidencia de decantación en la dispersión posterior a las 24 horas en reposo. La Figura 2 es un ejemplo de comparación de decantación posterior a las 24 horas y durante 40 minutos de agitación por ultrasonido.

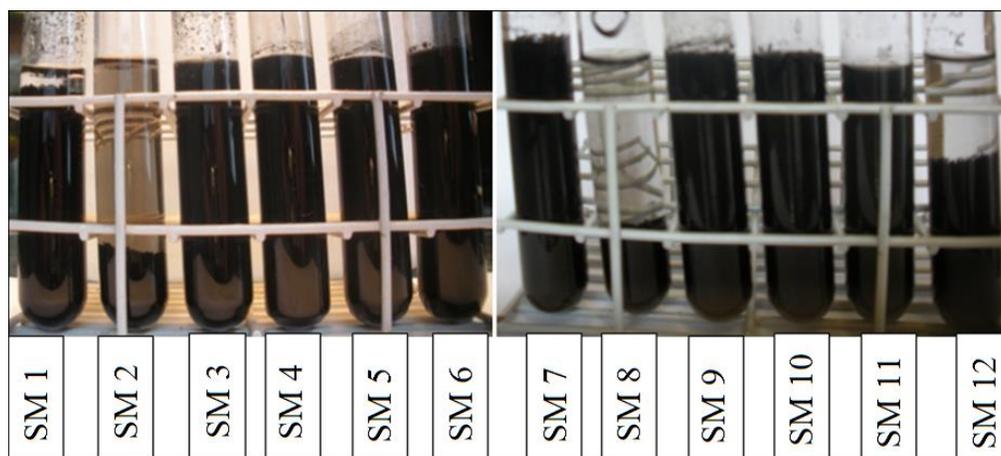


Figura 2. Análisis visual de las muestras con tiempo de agitación por ultrasonido de 40 minutos posterior a las 24 horas de descanso.

El resultado de esta comparación é mostrado en la Tabla 5 e indica que los tiempos de agitación por ultrasonido ó sonicación de 40 y 60 minutos fueron aquellos con menor ocurrencia de decantación. Así, se decidió que este estudio tendría procedimiento estándar para fijar un tiempo de 60 minutos para la presentación de sonicación.

Tabla 5. Muestras decantadas posteriores a las 24 horas en reposo en relación al tiempo de aplicación de las ondas ultrasónicas.

Muestras/tiempo agitación por ultrasonido	AM1	AM2	AM3	AM4	AM5	AM6	AM7	AM8	AM9	AM10	AM11	AM12	Ocurrencia total de decantación
10 min.	S	S	S	N	N	N	N	S	N	N	S	S	6
20 min.	S	S	S	N	N	N	N	S	N	N	S	S	6
40 min.	S	S	N	N	N	N	N	S	N	N	N	S	4
60 min.	S	S	N	N	N	N	N	S	N	N	N	S	4

S – Ocurrencia de decantación

N – No ocurrencia de decantación

3.4. Uso de la microscopía para la evaluación de la decantación

Luego de preparar las dispersiones de las muestras, estas fueron analizadas en un microscopio óptico de reflexión de marca Olympus, modelo BX60 equipado con una cámara digital Olympus UC 30 que

puede ser observado en la Figura 3. Las imágenes fueron hechas con diferentes ampliaciones (50x, 100x y 200x) con iluminación incidiendo de abajo hacia arriba.



Figura 3. a) Detalles del lente del microscopio b) Olympus BX 60 microscopio.

Las muestras fueron recogidas a partir del tubo de ensayo, inmediatamente después de su preparación, antes de la decantación de los nanotubos de carbono y dispuestas en placas de vidrio con ayuda de una pipeta, goteando una gota en cada placa. En todos los ensayos fue utilizada la incidencia de la iluminación de abajo, a fin de examinar la transparencia y turbidez de la muestra.

3.5 Criterio de valoración

Tres criterios para valorar la dispersión de nanotubos de carbono fueron utilizados en este estudio. La turbidez, el diámetro de los aglomerados y la decantación y la explicación de cada uno de estos criterios es presentada a continuación.

3.5.1 Turbidez

La turbidez es una propiedad física de los líquidos, lo que resulta en la reducción de su transparencia, debido a la presencia de materiales en suspensión que interfieren en el paso de luz. No obstante, la complejidad de las interacciones entre la luz incidente, propiedades ópticas de los materiales en suspensión y diluidos, o su índice de refracción y color, la turbidez transforma la propiedad visual en un criterio subjetivo, no siendo una cantidad física medible directamente.

Por ello el análisis de este criterio fue realizado de forma cualitativa con la visualización o no de la turbidez y su clasificación fue hecha por tres parámetros que pueden ser vistos en la Tabla 6. Así, el más turbio es la solución más eficiente para la dispersión de los nanotubos de carbono. Para determinar la turbidez, se usó la incidencia de luz sobre las muestras.

Tabla 6. Parámetros para el análisis y clasificación de turbidez.

Incidencia de la luz que pasa a través de la muestra	Parámetros	Clasificación
Sin incidencia de luz	Opaco	Buena dispersión
Baja incidencia de luz	Traslúcido	Buena dispersión
Alta incidencia de luz	Traslúcido	Mala dispersión

3.5.2 Diámetro de los grumos

La formación de grumos indica la aglutinación de partículas y, por consiguiente, que no hubo dispersión eficiente del NTC en la muestra. Cuanto mayor es el diámetro del aglomerado formado, menos eficiente es la dispersión. Las imágenes obtenidas por microscopía permitieron medir el diámetro de aglomerados formados en cada muestra. Para medir los grumos las imágenes fueron aumentadas 50 x en microscopio, y fue medido en micrones, el diámetro del mayor aglomerado

encontrado. La medición fue hecha por comparación con la escala de referencia de la imagen. La Figura 4 ilustra el procedimiento usado.

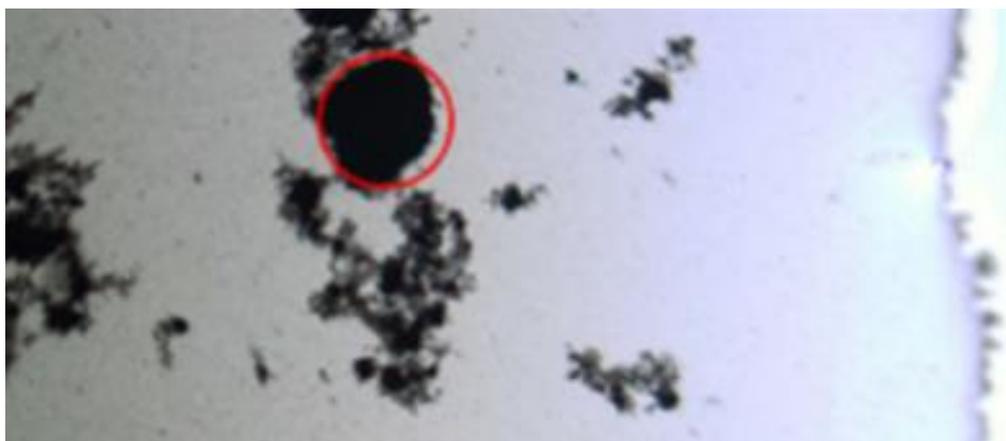


Figura 4. Medición del diámetro en micrones de la mayor aglomeración de NTC.

3.5.3 Decantación en el tubo de ensayo

La decantación es el proceso de separación de las fases de una mezcla o solución (ver Figura 3). Si hay una porción considerable de partículas distribuidas en la muestra, esto significa que no hubo decantación. Esto es importante para que haya dispersión adecuada de nanotubos de carbono en el medio acuoso, en tanto mayor sea la concentración de partículas suspendidas, mejor, ya que para hacer concreto con los nanotubos de carbono será inicialmente necesaria realizar una dispersión de nanotubos de carbono en un líquido para ejecución posterior.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1. Evaluación de las fotos de microscopía

En la Figura 5 a la 16, es posible ver las fotos tomadas del microscopio que fueron utilizados para el análisis de turbidez y de tamaño de grumos formados. Estas tienen ampliaciones de 50x, 100x y 200x, que pueden ser visualizadas en las imágenes A, B y C, respectivamente. Para estandarizar las imágenes, todas las fotografías fueron hechas usando como referencia una de los bordes de la gota colocada sobre la placa de vidrio. En las fotografías es posible ver el tamaño de formación de grumos, así como la transparencia de las muestras con luz incidiendo por debajo.

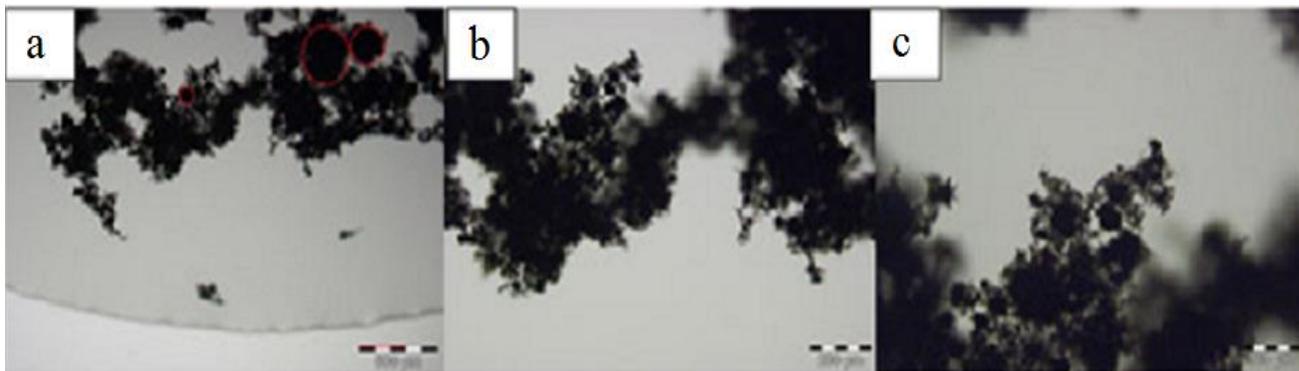


Figura 5. Muestra SM 1 - polvo NTC disperso en agua.



Figure 6. Muestra SM 2 – NTC en polvo disperso en agua y aditivo a base de policarboxilato (Tec Flow 8000 - 2%).

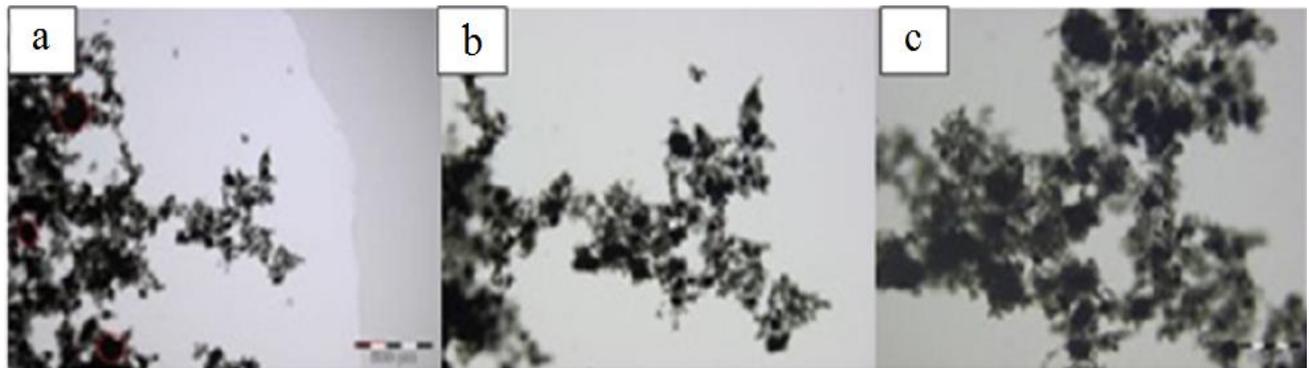


Figura 7. Muestra SM 3 – NTC en polvo disperso en agua y aditivo a base de policarboxilato (Tec Flow 8000 - 1%).

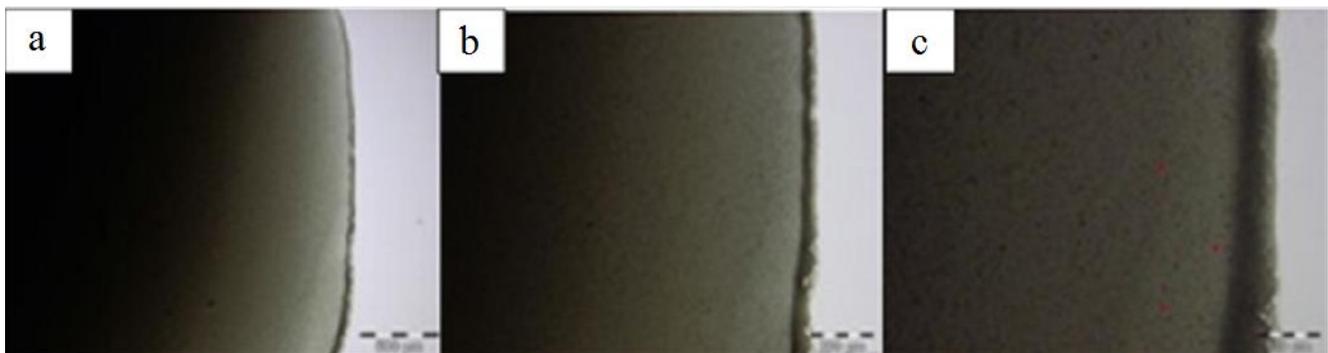


Figura 8. Muestra SM 4 - NTC Aquacyl 0301 disperso en agua.

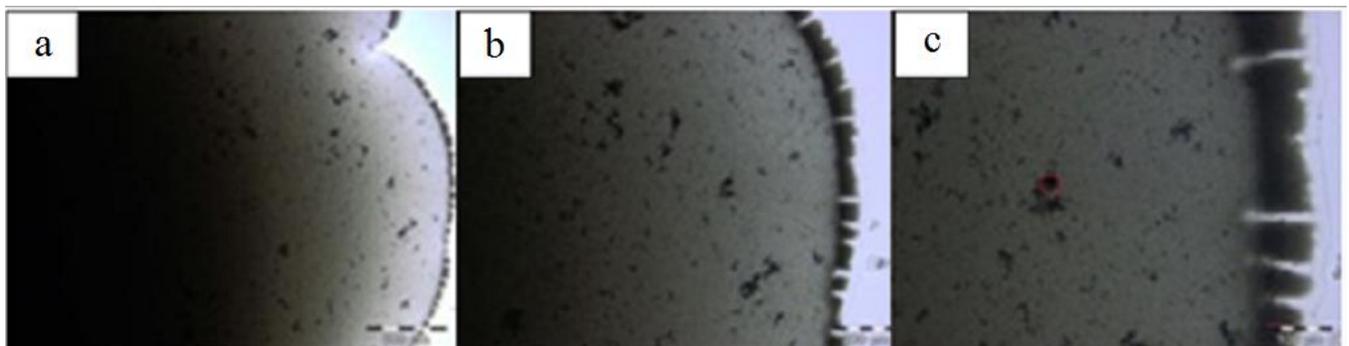


Figura 9. Muestra SM 5 – NTC Aquacyl 0301 disperso en agua y aditivo a base de policarboxilato (Tec Flow 8000 - 1%).

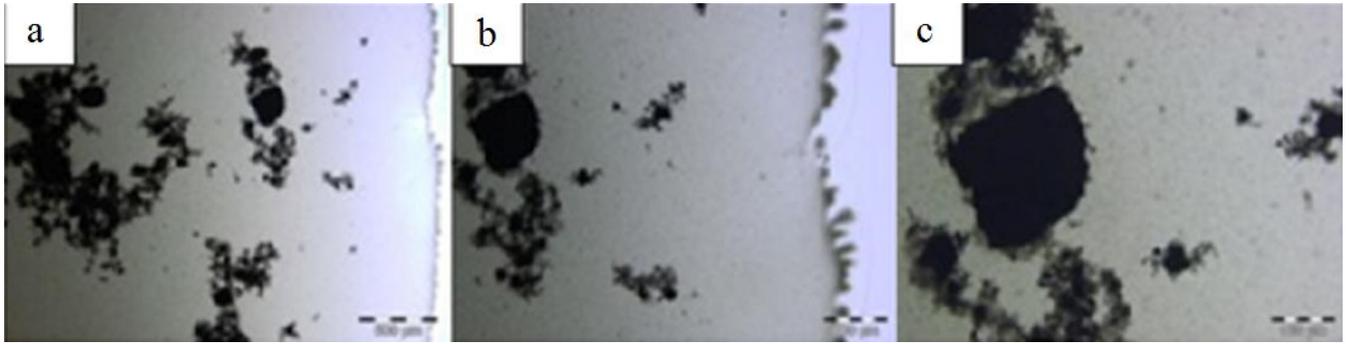


Figura 10. Muestra SM 6 - NTC Aquacyl 0301 disperso en agua, con NTC en polvo y aditivo a base de policarboxilato (Tec Flow 8000 - 1%).

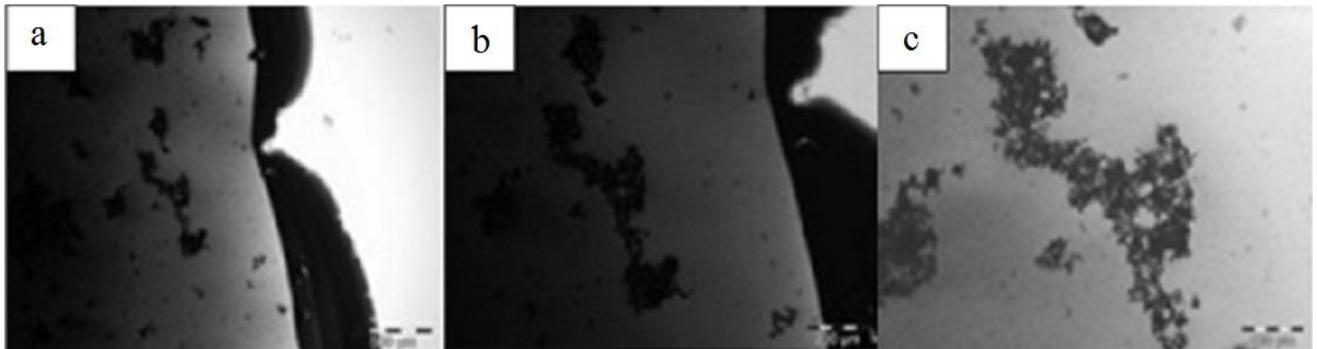


Figura 11. Muestra SM 7 - NTC Aquacyl 0301 disperso en aditivo a base de policarboxilato (Tec Flow 8000 – 0,5%) y agua.

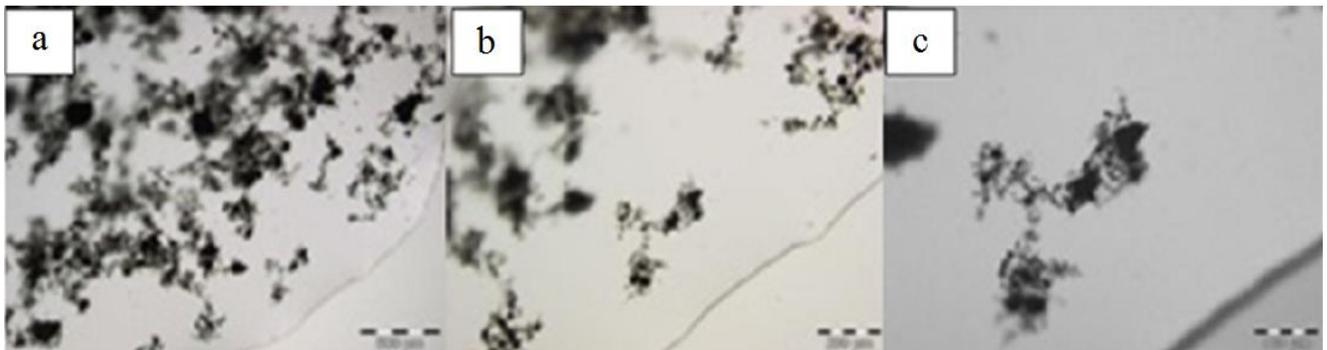


Figura 12. Muestra SM 8 – NTC en polvo disperso en aditivo a base de policarboxilato (Tec Flow 8000 – 0,5%) y agua.

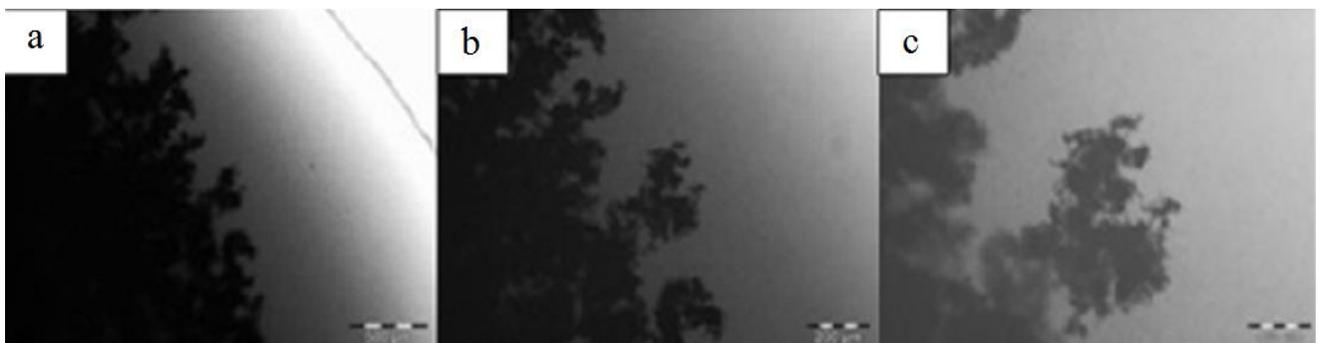


Figura 13. Muestra SM 9 - NTC Aquacyl 0301 disperso en agua y NTC en polvo.

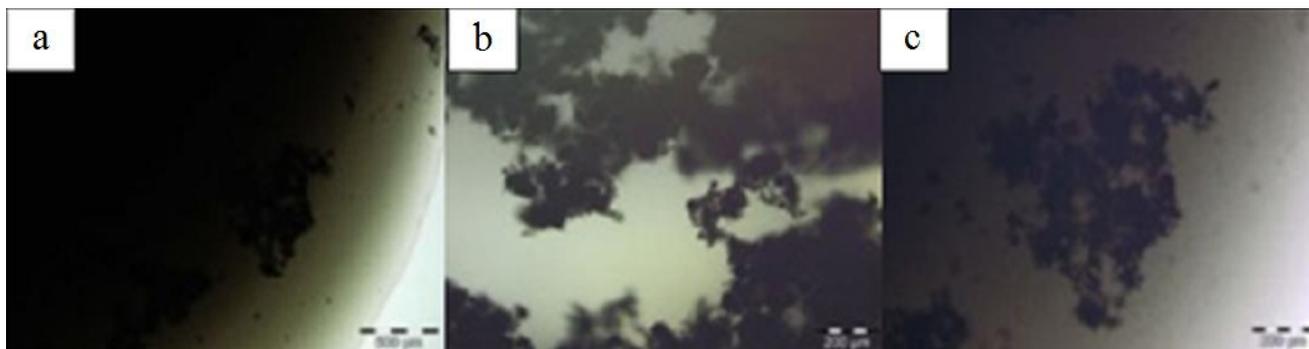


Figura 14. Muestra SM 10 - NTC Aquacyl 0301 disperso en agua, con NTC en polvo y aditivo a base de policarboxilato (Tec Flow 8000 – 0,5%).

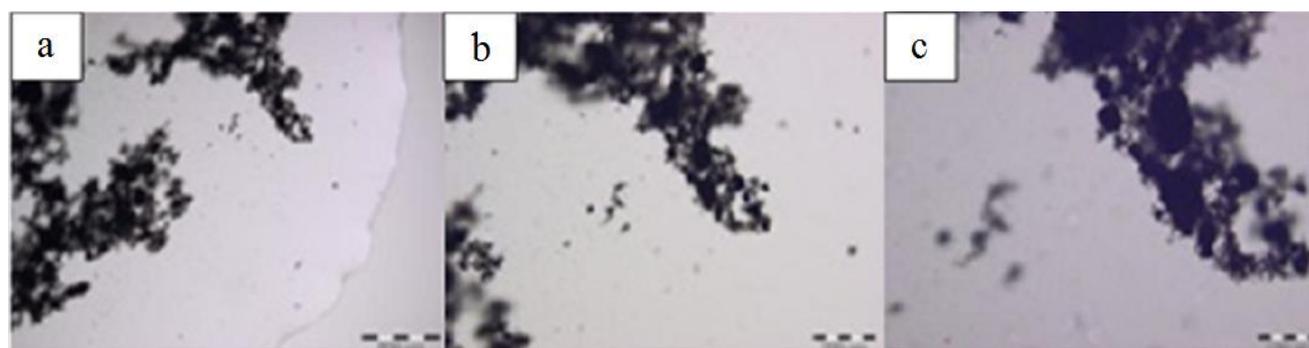


Figura 15. Muestra SM 11 – NTC en polvo disperso en agua y goma arábica.

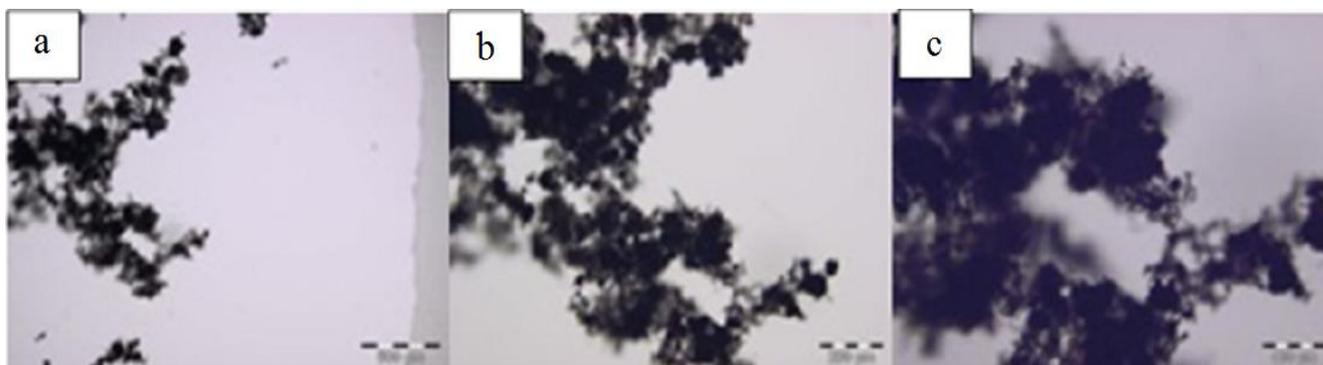


Figura 16. Muestra SM 12 – NTC en polvo disperso en agua y surfactante.

Comparando la muestra SM 4 (Figura 8), que es el caso del producto industrialmente disperso (Aquacyl) mezclado con agua y sometida a 60 minutos de agitación por ultrasonido, con los casos en que fueron utilizados los nanotubos de carbono en polvo para dispersión, se verificó que ninguna de las alternativas que utilizan NTC en polvo (Figuras 5 a 7, Figura 10 y en las Figuras 12 a 16) mostraron la misma eficacia de la dispersión industrial del suplidor comercial. Por razones comerciales, el fabricante no entrega informaciones sobre la técnica usada para dispersar el NTC. Se destaca que esta diferencia fue verificada por evaluación microscópica, a pesar de muchas de las dispersiones hechas con NTC en polvo quedaron visualmente idénticas al SM 4, como puede ser visto en la Figura 2.

Se observa que, en la muestra SM 5 (Figura 9), como aditivo superplastificante TF8000 el producto Aquacyl, los nanotubos de carbono formaron algunos grumos y estos poseen una orientación en el borde de la gota. Es posible imaginar que la acción del aditivo pueda haber causado esta ocurrencia, una vez que en la muestra conteniendo apenas el Aquacyl y agua (SM 4) el hecho no fue observado (Figura 8).

4.2. Aplicación del análisis jerárquico para la interpretación de los resultados

Para efectos del análisis de la eficiencia de la dispersión tres criterios fueron adoptados. En la Figura 17, hay un diagrama de flujo general de la aplicación de análisis jerárquico, mostrando que los criterios considerados en la evaluación fueron: turbidez de la dispersión, diámetro de grumos formados y tendencia a la decantación.

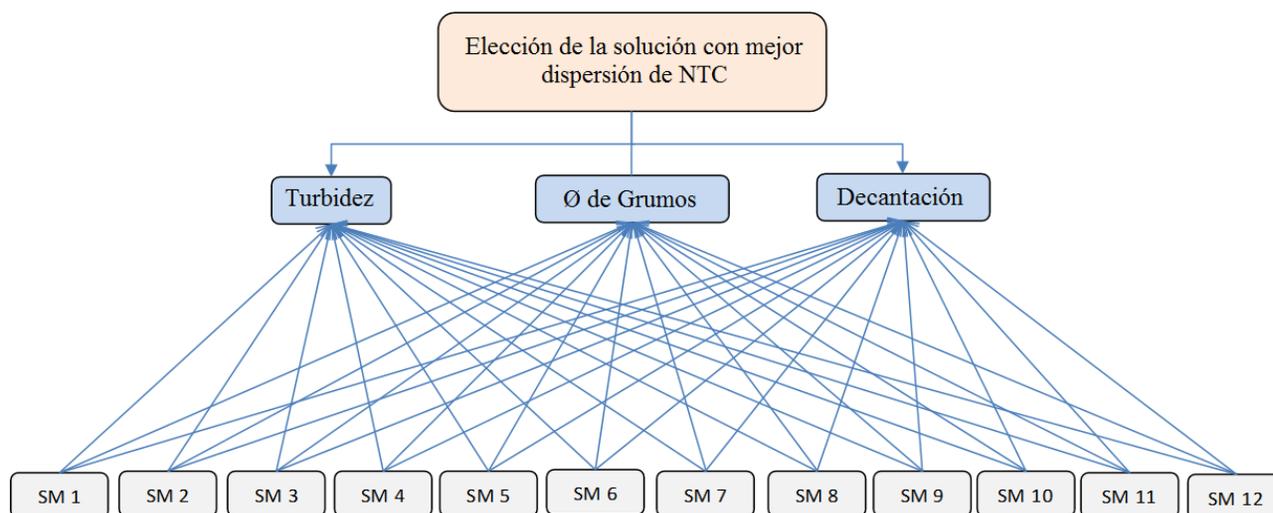


Figura 17. Flujograma de análisis jerárquico

A partir de la elección de estos criterios, fueron sugeridos límites de desempeño que son analizados sobre la base del análisis visual y microscopía de dispersiones NTC. Los límites de desempeño adoptados pueden ser vistos en la Tabla 7.

Tabla 7. Límites de desempeño sugeridos para el análisis de las alternativas.

Criterio	Límites de desempeño	Método de ensayo
Turbidez	Si es opaco - optimo Si es translúcido* – bueno Si es transparente** - malo	Microscopio
Ø de Grumos	De 0 a 500 µm – óptimo De 500 a 1000 µm – bueno Más de 1000 µm - malo	Microscopio
Decantación	Se no decanta– optimo Decantó - Malo	Visual – Tubo ensayo

* Poco permeable a la iluminación.

** Muy permeable a la iluminación.

Para evaluar la importancia de cada criterio una matriz fue desarrollada, la cual puede ser vista en la Tabla 8, que está de acuerdo con la norma ASTM E 1765/2011 (2011). En la matriz, los atributos fueron comparados por análisis de pares (dos a dos), que busca clasificar los criterios. Una característica del AHP es la subjetividad del proceso, una vez que depende de la importancia que el evaluador atribuye a cada criterio. No obstante, este aspecto puede ser visto como un factor positivo, pues indica que el sistema de evaluación está abierto a las convicciones del tomador de decisión, es decir se puede introducir experiencias previas con la experiencia del evaluador.

En relación al uso de la escala de importancia ASTM E 1765/2011 (2011), se debe aclarar que, cuando los resultados de la comparación se dan de una forma inversa a los casos de la Tabla 8, será adoptado el inverso de la calificación de la escala. Es decir, si B es más importante que A, su calificación será 1/5.

Tabla 8. Escalas de importancia para los criterios de evaluación (ASTM E 1765/2002).

Comparaciones	Escala
A igual a B	1
A un poco más importante que B	3
A mas importante que B	5
A mucho más importante que B	7
A extremadamente más importante que B	9

Luego se arma la matriz de decisión y se procede a calcular el peso relativo (Pr) de cada criterio considerado. Por ello, la suma de cada uno de los criterios es considerada, dividiéndola por la suma total de los criterios y multiplicando por cien. La ecuación 1 ilustra este cálculo.

$$Pr = \frac{\sum \text{Criterio}(\text{total_linea})}{\sum \text{Total}(\text{criterios_columna})} \cdot 100 \quad (1)$$

Tabla 9. Matriz con el análisis pareado y peso para cada criterio.

Criterios de valoración usando la escala de importancia de acuerdo con ASTM E 1765/2002	Turbidez del liquido	Ø de los Grumos	Decantación	Criterios (Total línea)	Peso (Pr) - %
Turbidez del liquido	1,00	3,00	3,00	7,00	53,9
Ø de los Grumos	0,33	1,00	0,33	1,66	12,8
Decantación	0,33	3,00	1,00	4,33	33,3
Total – criterios columnas				13,00	100%

A partir de la medición de pesos para cada criterio, las muestras fueron clasificadas de acuerdo con su desempeño. Para este efecto, fue convenido tres niveles de clasificación de desempeño como se muestra en la Tabla 10.

Tabla 10. Desempeño para análisis de las muestras.

Limites de desempeño	Puntos
Atiende con alto desempeño	2
Atiende medianamente	1
Atiende con bajo desempeño	0

De este modo, posterior a la separación de las muestras de acuerdo con su desempeño, cada variable fue dividida por su mayor valor, como se muestra en la Tabla 11. Esta práctica tiene una función de normalizar todas las cantidades medidas de modo que toda la gama quede entre 0 e 1 para estandarizar.

Tabla 11. Resultados de las muestras.

Escala de importancia de acuerdo con el análisis de la dispersión NTC	Datos Generales												Datos normalizados											
	SM 1	SM 2	SM 3	SM 4	SM 5	SM 6	SM 7	SM 8	SM 9	SM 10	SM 11	SM 12	SM 1	SM 2	SM 3	SM 4	SM 5	SM 6	SM 7	SM 8	SM 9	SM 10	SM 11	SM 12
Turbidez del líquido	1	0	0	2	2	2	2	0	2	2	0	0	0,5	0	0	1	1	1	1	0	1	1	0	0
Ø de los grumos (µm)	1600	1350	1100	50	180	1180	350	850	420	620	700	600	0	0	0	1	0,3	0	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
Decantación	0	0	2	2	2	2	2	0	2	2	2	0	0	0	1	1	1	1	1	0	1	1	1	0

Finalmente, cada variable fue multiplicada por el respectivo peso relativo, teniendo el índice de desempeño de cada alternativa para cada criterio, como se aprecia en la Tabla 12. Adicionando los datos de la Tabla 11 en la Tabla 12, el índice general de desempeño de cada alternativa es obtenido. El desempeño de las 12 muestras puede ser visto en la penúltima línea de la Tabla 12. Como resultado, parece que las mejores dispersiones fueron (1° lugar) SM 4, SM 5 (2° lugar), SM 7 (3° lugar) y SM 9 (3° lugar). Es de notar que la muestra SM 3 y SM 11 fueron las que presentaron el mejor desempeño entre aquellos que usaron la adición de nanotubos de carbono en polvo.

Tabla 12. Desempeño das alternativas.

Escala de importancia de acuerdo con el análisis de la dispersión NTC	Peso relativo	Datos normalizados x Peso de la variable											
		SM 1	SM 2	SM 3	SM 4	SM 5	SM 6	SM 7	SM 8	SM 9	SM 10	SM 11	SM 12
Turbidez del líquido	0,539	0,27	0,00	0,00	0,54	0,54	0,54	0,54	0,00	0,54	0,54	0,00	0,00
Ø de los grumos (µm)	0,128	0,00	0,00	0,01	0,13	0,04	0,01	0,02	0,01	0,02	0,01	0,01	0,01
Decantación	0,333	0,00	0,00	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,00	0,33	0,33	0,33	0,00
Total		0,27	0,00	0,34	1,00	0,91	0,88	0,89	0,01	0,89	0,88	0,34	0,01
Clasificación		6	7	5	1	2	4	3	8	3	4	5	8

5. CONCLUSIÓN

El mayor valor encontrado corresponde a la mejor alternativa de elección, de este modo se puede decir que, la muestra SM 4, conteniendo agua y NTC Aquacyl 0301, corresponde a la muestra con la mejor dispersión. Esto comprueba que el método de dispersión industrial es mucho más eficiente que las otras tentativas de dispersión probados en este estudio. De acuerdo con el análisis, las muestras que usaron producto Aquacyl tenían los mayores valores de desempeño, como pudo ser visto en la Tabla 12, las muestras SM 4, SM 5, SM 6, SM 7, SM 9 y SM 10. A pesar de la evidente aglomeración en la mayoría de las muestras con polvo NTC, se demostró que ellos no estaban totalmente dispersos en el medio acuoso, el estudio ayudó a entender el funcionamiento de la dispersión de nanotubos de carbono en varios medios, ayudando a definir con un poco mas de precisión los productos y formas de dispersión a ser usados. Las muestras con los mejores resultados con NTC en polvo fueron: SM 3 que contiene agua, y NTC con aditivo a base de policarboxilato (Tec Flow 8000 - a 1% en relación a peso de agua) y SM 11 conteniendo agua, goma arábiga y NTC. Fue demostrado que el aumento del tiempo de sonicación o agitación por ultrasonido en la dispersión reduce la ocurrencia de decantación de las soluciones, visto como un factor de eficiencia para la dispersión de soluciones. El uso del microscopio en el estudio se hizo importante, ya que muchas soluciones no podrían ser analizadas apenas de manera visual. No obstante, los peores resultados de dispersión se hallaron en las muestras SM 8, con agua, NTC y aditivo a base de policarboxilato (Tec Flow 8000 - a 0,5% en relación a peso de agua) y SM 12 con agua, NTC en polvo y surfactante (éter lauril sulfato de sodio), que fueron descartados. Comparando los resultados de SM 4 (Figura 9) con los de SM 5 (Figura 10), se demostró que la introducción de aditivo a base de policarboxilato (Tec Flow 8000) causo la formación de grumos, inicialmente inexistentes en los NTC dispersos industrialmente en base acuosa. Una de las posibles explicaciones es que las cargas eléctricas bipolares, se acumulan en la superficie de las partículas causando el fenómeno de aglutinamiento. Eso podría ser explicado mejor si se supiera exactamente el proceso de dispersión aplicados en el producto industrializado. Se sugiere que más investigaciones sean realizadas para explicar este hecho.

6. AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a todo el equipo de la Revista Alconpat. Este artículo fue basado en parte de la disertación de Marcondes (2012), desarrollada en el Programa de post grado en Ingeniería de Civil de la Universidad Federal de Paraná, Brasil.

7. REFERENCIAS

- American Society for Testing and Materials. *Standard Specification for Chemical Admixtures for Concrete*. ASTM C494/C494M. In: Annual book of ASTM Standards, West Conshohocken, 2013.
- American Society for Testing and Materials. *Standard Specification for Chemical Admixtures for Use in Producing Flowing Concrete*. ASTM C1017/C1017M. In: Annual book of ASTM Standards, West Conshohocken, 2007.
- American Society for Testing and Materials. *Standard practice for applying analytical hierarchy process (AHP) to multi attribute decision analysis of investments related to buildings and buildings systems*. ASTM E 1765. In: Annual book of ASTM Standards, West Conshohocken, 2011.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. “*Chemical additives for Portland cement concrete – Requirements*”, (*Aditivos químicos para concreto de cemento Portland – Requisitos*). NBR 11768. Rio de Janeiro, 2011.

- Batiston E. R. (2012), “*Carbon Nanotubes incorporation in Portland cement matrices*”, (*Incorporación de Nanotubos de Carbono em Matrizes de cimento Portland*). Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.
- Costa H. G., Correa P. S. (2010), “*Construction of an AHP-based model to catch criteria weights in port-occupancy evaluation*”, *International Journal of the Analytic Hierarchy Process*; 2(1) 30-43.
- Costa H. G. (2002), “*Introduction to hierarchical analysis method: multi-criteria analysis in the decision aid*” (*Introducción ao método de análise jerárquico: análise multicritério no auxílio a decisão*), Niterói, R. J.
- Couto, G. G. (2006), “*Nano nickel particles: synthesis, characterization, properties and study their use as catalysts in obtaining carbon nanotubes*” (*Nano partículas de níquel: síntese, caracterización, propiedades e estudo de sua utilização como catalisadores na obtenção de nano tubos de carbono*), Dissertação (Mestrado em Química) – Departamento de Química, Universidade Federal do Paraná, Curitiba.
- Gleize P. J. P. (2007), “*Nanotechnology and construction materials*” (*Nanotecnología e materiais de construção*), In: ISAIÁ, Geraldo C. (Ed.). *Materiales de construcción civil e princípios de ciência e engenharia de materiais*. São Paulo: IBRACON. v. 2. cap. 50, p. 1659-1685.
- Ibarra Y. S., Gaitero J. J., Erkizia E., Campillo I. (2006), “*Atomic force microscopy and nanoindentation of cement pastes with nanotube dispersions*”, *Physica Status Solidi*; 203(6) 1076–1081. doi: 10.1002/pssa.200566166
- Koshio A., Yudasaka M., Zhang M., Lijima S. (2001), “*A Simple Way to Chemically React Single-Wall Carbon Nanotubes with Organic Materials Using Ultrasonication*”, *Nano Letters*; 1(7) 361-363. doi: 10.1021/nl0155431
- Konsta-Gdoutos M. S., Zoi S. M., Surendra P. S. (2010), “*Highly dispersed carbon nanotube reinforced cement based materials*”, *Cement and Concrete Research*; 40(7) 1052-1059. doi:10.1016/j.cemconres.2010.02.015.
- Lai Y., Wang W., Wang H. (2008), “*AHP and simulation-based budget determination procedure for public building construction projects. Automation in Construction*”, 17(5) 623-632. doi: 10.1016/j.autcon.2007.10.007
- Marcondes C. G. N. (2012), “*Addition of carbon nanotubes in concrete portland cement - absorption, permeability, chloride penetration and mechanical properties*” (*Adição de nanotubos de carbono em concretos de cimento portland – absorção, permeabilidade, penetração de cloretos e propriedades mecânicas*). Dissertação (Mestrado em Engenharia de Construção Civil) – Departamento de Construção Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba.
- Marchezetti A. L., Kaviski E., Braga M. C. B. (2011), “*Application of AHP method for ranking of alternative treatment of solid waste*” (*Aplicação do método de AHP para a hierarquização das alternativas de tratamento de resíduos sólidos domiciliares*). *Ambiente Construído*; 11(2) 173-187.
- Mattana A. J., Medeiros M. H. F., Silva N. G, Costa M. R. M. M. C. (2012), “*Hierarchical analysis to choose between natural aggregate and sand rock crushing for making mortar coating*” (*análisis jerárquico para escolha entre agregado natural e areia de britagem de rocha para confección de argapesos de revestimento*), *Ambiente Construído*; 12(4) 63-79. doi: 10.1590/S1678-86212012000400006
- Makar J., Margeson J., Luh J. (2005), “*Carbon nanotube / cement composites – early results and potential applications*”, in: *International Conference on Construction Materials: Performance, Innovations and Structural Implications*, 3, Vancouver; p. 1-10.

- Metaxa Z. S., Seo J., Konsta-Gdoutos M. S., Hersam M. C., Shah S. P. (2012), “*Highly concentrated carbon nanotube admixture for nano-fiber reinforced cementitious materials*”, Cement and Concrete Composites; 34(5) 612-617. doi: 10.1016/j.cemconcomp.2012.01.006
- Mehta P. K., Monteiro P. (2013) “*Concrete Microstructure Properties and Materials*”, New York: McGraw-Hill.
- Neville A. M. (1996), “*Properties of Concrete*”, John Wiley & Sons.
- Nochaiya T., Chaipanich A. (2011), “*Behavior of multi-walled carbon nanotubes on the porosity and microstructure of cement-based materials*”, Applied Surface Science; 257(6) 1941-1945. doi:10.1016/j.apsusc.2010.09.030
- Pereira E., Medeiros M. H. F., Levy S. M. (2012) “*Concrete durability with recycled aggregates: an application hierarchical analysis*” (*Durabilidade de concretos com agregados reciclados: um aplicação de análise jerárquico*), Ambiente Construído; 12(3) 125-134. doi: 10.1590/S1678-86212012000300009
- Sobolkina A., Mechtcherine V., Khavrus V., Maier D., Mende M., Ritschel M., Leonhardt A. (2012) “*Dispersion of carbon nanotubes and its influence on the mechanical properties of the cement matrix*”, Cement and Concrete Composites; 34(10) 1104-1113. doi: 10.1016/j.cemconcomp.2012.07.008.
- Saaty T. L. (1978) “*Exploring the interface between hierarchies, multiple objectives and Fuzzy sets*”, Fuzzy Sets Systems; 1 57-68.
- Zarbin A. J. G. (2007) “*Chemistry of nanomaterials*” (*Química de nano materiales*), Quim. Nova; 30(6) 1469-1479.



Modificación de las propiedades de matrices cementantes mediante la adición de partículas de nanosílice

L. Y. Gómez-Zamorano¹, C. E. Castillo-Linton¹

¹Universidad Autónoma de Nuevo León, Facultad de Ingeniería Mecánica y Eléctrica, Programa Doctoral en Ingeniería de Materiales, Ave. Universidad s/n, Ciudad Universitaria, San Nicolás de los Garza, Nuevo León, México, CP 66450.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v6i2.132>

Artículo recibido el 08 de febrero de 2016, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 10 de abril de 2016. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el primer número del año 2017 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del tercer número del año 2016.

RESUMEN

Este trabajo de investigación evaluó el efecto de la adición de nanopartículas de sílice (NS) a dos matrices cementantes, base cemento portland ordinario y cemento sulfoaluminoso, con el fin de establecer su influencia en las propiedades mecánicas y de resistencia química de dichos materiales. Para esto, se adicionaron las NS en dosificaciones de 0.30% a 5.0% en peso. Los resultados indicaron que la resistencia a la compresión y al ataque químico por sulfatos, se ven mejoradas debido a la adición de NS. La resistencia al ataque químico por sulfatos se mejoró de forma importante con la presencia de NS en comparación al cemento sin adiciones. Este resultado sugiere que ambas matrices presentaron una mayor densificación.

Palabras claves: reactividad; materiales cementosos suplementarios.

ABSTRACT

This research focused on evaluating the effect of adding silica nanoparticles (NS) to two cementitious matrices, as ordinary portland and sulfoaluminate cement, in order to establish their influence on the mechanical and chemical properties. To conduct this evaluation, the NS were added in dosages of 0.30-to-5.0% by mass relative to cement. The results indicated that the compressive strength and resistance to chemical attack by sulfates were improved due to the addition of silica nanoparticles, in both matrices. Finally, the resistance to chemical attack by sulfates showed an improvement with the addition of silica nanoparticles when comparing with pure cement, suggesting an increase in the densification.

Keywords: reactivity; supplementary cementitious materials.

RESUMO

Este estudo avaliou o efeito da adição de nanopartículas de sílica (NS) em duas matrizes cimentícias, base cimento Portland comum e cimento sulfoaluminoso, a fim de estabelecer a sua influência sobre as propriedades de resistência mecânica e química dos referidos materiais. Para isso, foram adicionadas as NS em dosagens de 0,30% a 5,0% em massa. Os resultados indicaram que a resistência à compressão e ao ataque químico por sulfatos são aumentadas devido à adição do NS. A resistência ao ataque químico por sulfatos melhorou significativamente com a presença de NS em comparação com o cimento sem adições. Este resultado sugere que ambas as matrizes apresentaram uma maior densificação.

Palavras-clave: reatividade; materiais cimentícios suplementares.

Autor de contacto: Lauren Y. Gómez Zamorano (lauren.gomezzm@uanl.edu.mx)

© 2016 ALCONPAT Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 6, No. 2, Mayo – Agosto 2016., es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A.C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat_int@gmail.com, Página Web: www.revistaalconpat.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, fecha de última modificación: 30 de mayo de 2016.

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.

1. INTRODUCCIÓN

Entre las investigaciones recientes en la industria de la construcción, es posible identificar el uso de nanomateriales que, adicionados a las matrices cementantes, tienen como objetivo modificar las propiedades reológicas de los concretos. Algunos de los compuestos más comúnmente usados son: nanosílices, nanocompuestos fotocatalíticos como el TiO_2 , nano CaCO_3 y nanoarcillas; además se han investigado para el desarrollo de materiales híbridos, donde las nanopartículas no son adicionadas al cemento, sino que se forman en la matriz cementante.

Otros tipos de materiales que han sido probados, son nanofibras de carbono, nano fibras de celulosa y se ha trabajado también con el uso de nanomateriales con la finalidad de modificar las propiedades de los agregados utilizados para la fabricación de cemento. Uno de los materiales más utilizados a nivel nanométrico es la sílice (nanopartículas de sílice, NS), debido a su comportamiento puzolánico. Los resultados en general concuerdan que, al utilizar este material, las propiedades mecánicas se ven mejoradas, tal como lo reportó (Sobolev et. al., 2009), quienes adicionaron NS de tamaños de 5 a 70 nm encontrando que tanto la resistencia a la compresión (RC) como la resistencia a la flexión de los morteros fabricados con una adición de 0.25% en peso de partículas de nano- SiO_2 con respecto al cemento portland, se vieron mejoradas en porcentajes de 16% a edades de 24h y de 18% a 28h respectivamente. Otros estudios (Belkowitz et. al., 2010), se han enfocado en la comparación de las propiedades obtenidas en el concreto al utilizar partículas de microsilica y compararlas con NS (Mondal et. al. 2010, Shah et.al., 2009), en donde encontraron que al añadir NS en concreto en porcentajes de entre 0% y 15%, se mejora sustancialmente la durabilidad del concreto mediante el incremento en la rigidez del gel C-S-H. Estas observaciones concuerdan también con lo reportado cuando se por (Hosseni et. al., 2010), ellos trabajaron con morteros de ferrocementos a los que adicionaron NS en porcentajes de 1 a 3% en peso con respecto al cemento portland, obteniendo como resultado una mejora en la RC y una mayor densidad en la zona interfacial de transición, todo esto a relaciones a/c de 0.35 y 0.40. Otros de los avances en los que se está incursionando con los nanomateriales, es su aplicación para mejorar el comportamiento de los agregados reciclados (Hosseni et. al., 2009). Al concluir su trabajo experimental reportó que, si bien el uso de nanopartículas ayudaba a la reacción de hidratación, el uso de los agregados reciclados generaba resistencias y trabajabilidades menores a las obtenidas con un agregado nuevo cuando se dosificaban las nanopartículas de sílice en porcentajes de 1.5% y 3.0%. Por otro lado, se estudió la formación de una película delgada las nanopartículas directamente sobre la superficie de los agregados (San Filippo et. al., 2009), obteniendo una mejora en la adherencia de los agregados y la pasta de cemento, teniendo como resultado, una mejora en general en las propiedades mecánicas. Adicionalmente reportan mejoras en las RC de hasta 35% con una adición de 0.032% SiO_2 depositado sobre la superficie de los agregados.

Como se ha mencionado anteriormente, el uso de la nanotecnología en la industria de la construcción permite modificar las propiedades del cemento y/o concreto elaborado con estos materiales. Sin embargo, un punto en común de la mayoría de los estudios lo constituye el proceso de adición de las nanopartículas y su correcta dispersión en la matriz. Como lo menciona (Sobolev et. al., 2009), la distribución de la nano- SiO_2 en la pasta de cemento, juega un papel esencial y gobierna de manera total el desempeño de los productos obtenidos. En otro tipo de nanomateriales, como los nanotubos de carbono, el problema de la dispersión también está presente, (Shah et. al., 2009) detallaron que el mayor inconveniente de la incorporación de nanotubos de carbono a matrices cementantes es la pobre dispersión que se obtiene.

Es importante hacer mención que a través del presente artículo se presenta una contribución novedosa referente al estudio de un cemento sulfoaluminoso con adición de NS, ya que existe muy poca información relacionada con el tema (Raki et. al., 2010, Jewell, 2015 y Chung et. al., 2012).

Adicionalmente, el ataque químico por sulfatos en los dos tipos de cemento en presencia de NS es un tópico interesante que tampoco se ha estudiado ampliamente.

2. PROCEDIMIENTO

Se utilizaron dos matrices cementantes: (a) Cemento Portland Ordinario, CPO 40, de acuerdo a la clasificación de la Norma NMX-C-414-ONNCCE-2010 y, (b) Cemento sulfoaluminoso (CSA) cuya característica principal es que contiene, además de las fases tradicionales del cemento (C_3S , C_2S , C_3A y C_4AF), sulfoaluminato de calcio (C_4A_3S). En la Tabla 1, se presentan los resultados de la composición química de ambos cementos.

Tabla 1. Composición química de cementantes puros.

Óxidos (%p/p)	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	Na ₂ O	K ₂ O	TiO ₂	P ₂ O ₅	Mn ₂ O ₃	CaO	P.P.I	R.I.	A.T.
CPO 40	19.07	4.97	1.98	62.54	1.55	4.14	0.36	0.68	0.21	0.13	0.067	1.2	4	1.06	0.813
CSA	18.67	4.44	1.66	63.14	0.83	3.91	0.2	0.15	0.18	0.07	0.03	0.6	6.42	0.5	0.295

* P.P.I.: pérdida de peso por ignición; R.I.: Residuos insolubles; A.T.: álcalis totales.

De la Tabla 1 se puede observar que el contenido de SO₃ de ambos cementos está en el rango del 4.0%, siendo de 4.14% para el CPO y de 3.91% para el CSA. Se observa también que el contenido de CaO es ligeramente mayor en el cemento CSA que en el cemento CPO (63.14% vs. 62.54%) lo que indica un mayor contenido de adición de caliza en el cemento CSA. La cuantificación de fases para ambos cementos se llevó a cabo mediante el método de refinamiento Rietveld, empleando para ello el Software HighScore Plus versión 3.05. Los resultados del refinamiento Rietveld se presentan en la Tabla 2, y de manera gráfica en la Figura 1. El resultado de la cuantificación mineralógica por Rietveld confirmó que los cementos CPO y CSA, presentan contenidos diferentes de los principales minerales del clinker, C_3S , C_2S , C_3A . El análisis también mostró la presencia de CaCO₃ como adición en ambos cementos, aunque en el cemento CSA, fue posible determinarlo en contenidos de hasta 15% a diferencia del 2.5% determinado para el cemento CPO. La principal diferencia mineralógica de los cementos lo constituye la Yelimita o C_4A_3S , identificada únicamente en el cemento CSA en contenido de 1.5%. Además, se utilizó un aditivo de nanosílice comercial, cuya caracterización se presenta en la Tabla 3.

Tabla 2. Resultados de cuantificación Rietveld para los cementos de estudio.

Componente	Fórmula	CPO 40	CSA
C ₃ S- Alita de la Torre et al	Ca ₃ SiO ₅	61.9	36.4
C ₂ S - Belita	Ca ₂ SiO ₄	18.9	27.3
C ₃ A- Aluminato Cúbico	Ca ₉ (Al ₆ O ₁₈)	5.0	1.2
C ₃ A- Aluminato	Ca ₉ (Al ₆ O ₁₈)	----	1.8
Ferroaluminato de Calcio	Ca ₂ Fe _{1.52} Al _{0.48} O ₅	3.7	3.7
Yelimita	Ca ₃ Al ₆ O ₂ CaSO ₄	----	1.5
Anhidrita	CaSO ₄	0.8	3.2
Yeso	CaSO ₄ ·2H ₂ O	7.2	5.5
Carbonato de Calcio	CaCO ₃	2.5	15.1
Óxido de Calcio	CaO	----	4.3
	GOF	8.6	11.2

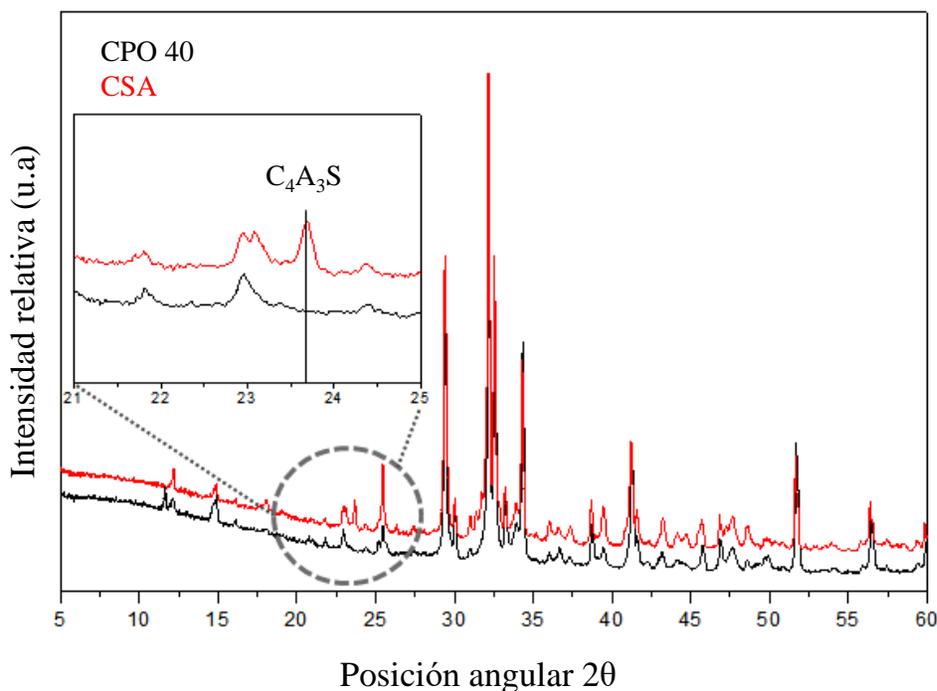


Figura 1. Comparación patrones de difracción de cementos. En el detalle la fase C₄A₃S presente en el cemento

Las concentraciones de nanopartículas a utilizar fueron de 0%, 0.3%, 1% y 5% en peso con respecto al cemento. Cabe mencionar que aun cuando para este tipo de materiales, utilizar dosificaciones superiores al 1.0% resultarían por el momento poco viables debido al costo de estos materiales, en la presente investigación se utilizaron dichos niveles para determinar su influencia en las propiedades de los morteros. El proceso de mezclado utilizado fue similar al indicado en la Norma Norma NMX-C-085-ONNCCE-2010, con una ligera modificación; se agregó el agua de mezclado, se adicionó el superplastificante (SP) y se mezcló por 60 s. Posteriormente se agregó la NS y se mezcló por 60 s y se continuó con el proceso como lo indica la norma: se agregó el cemento y al final la arena. Fue necesario emplear 0.5% de SP base policarboxilato con respecto al peso del cemento, para asegurar la dispersión

de las NS. Después de 24 h, las probetas se desmoldaron y se colocaron en una solución saturada de hidróxido de calcio (con la finalidad de evitar su lixiviación) para el proceso de curado.

Las muestras se caracterizaron mediante resistencia a la compresión (RC); posteriormente fracciones sólidas de las muestras se sumergieron en acetona y se secaron en vacío a 50°C durante 24 h, con el fin de detener las reacciones de hidratación y analizarlas mediante microscopía electrónica de barrido (MEB). Las muestras fueron además caracterizadas mediante calorimetría isotérmica por conducción.

Tabla 3. Caracterización de aditivo líquido de nanosílice

Característica	Especificación	Resultado
Forma	Líquido	Líquido
Color	Transparente lechoso	Transparente lechoso
Gravedad específica, 20°C	1.134±0.03	1.22
Viscosidad, 20°C, Brookfield, Sp 00/100 rpm	< 30 cps	ND
pH	10±1	10.3
% Sólidos	-----	32.5

*Donde ND = No determinado

3. RESULTADOS

3.1 Calorimetría isotérmica

Las pruebas de calorimetría isotérmica se realizaron a las pastas elaboradas con el cemento CPO 40 y con el cemento CSA. En la Tabla 4 se presentan las mezclas preparadas para la realización de la prueba de calorimetría isotérmica. A los cementos se les adicionó el SP en dosis de 0.50% y las nanopartículas en dosis de 1.0% y 5.0%, con la finalidad de evaluar el efecto sobre el calor generado durante las reacciones de hidratación. Las pastas se realizaron con una relación agua/cemento (a/c) de 0.40 y 0.50 (ver Tabla 4).

Tabla 4. Muestras preparadas para las pruebas de calorimetría isotérmica de barrido por conducción cementos con NS y SP.

Muestra	1	2	3	4	5	6	7	8
Tipo de cemento	CPO 40	CPO 40	CSA	CSA	CPO 40	CPO 40	CSA	CSA
NS (%p/p)	---	---	---	---	1	5	1	5
SP (%p/p)	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
rel a/c	0.5	0.4	0.5	0.4	0.5	0.4	0.5	0.4

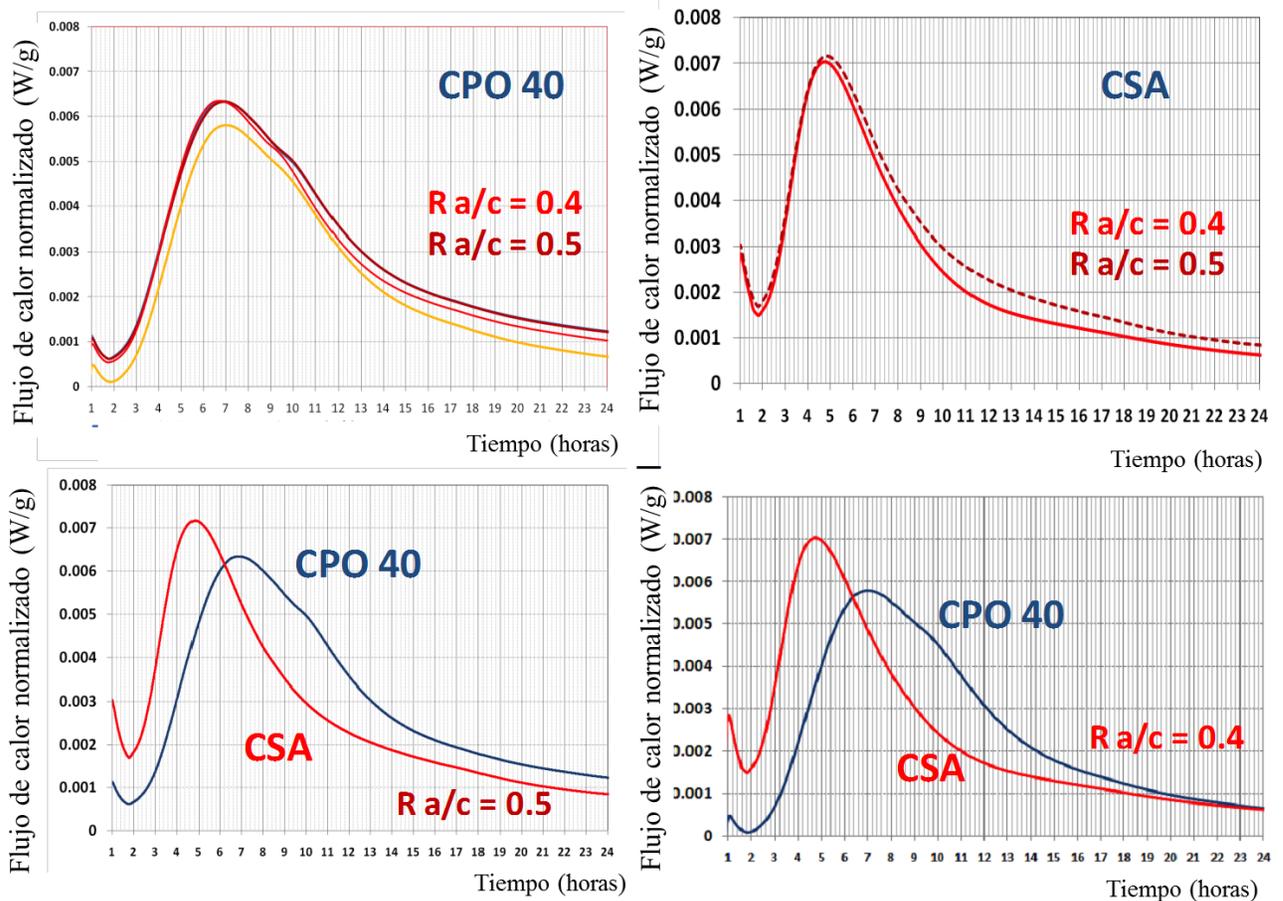


Figura 2. Calorimetría de los cementos a diferentes relaciones a/c.

En la Figura 2 se observa que el periodo de inducción terminó alrededor de las 2.0 horas para el cemento CPO 40 mientras que para el cemento CSA, terminó antes. Es en este tiempo cuando inicia el periodo de fraguado, la capa de C-S-H se rompe y el proceso de hidratación continúa. En los resultados obtenidos se observó que relaciones menores de a/c aceleran la reacción de hidratación ligeramente; este efecto es más pronunciado para el cemento CPO 40 que para el cemento CSA.

Como se puede observar en la Figura 2, el efecto que se presentó en ambos cementos al dosificar el 0.5% de SP, fue un desplazamiento de la curva de desprendimiento de calor, indicando un alargamiento del periodo durmiente, provocando que la curva se hiciera más pronunciada y con una menor cresta registrando el nivel máximo de desprendimiento de calor a las 15 h para el cemento CPO 40 con 0.5% de SP comparado con las 7 h que le toma al cemento CPO 40 sin SP alcanzar su punto más alto, es decir, la adición del 0.5% SP implica que tomará el doble de tiempo en iniciar con el desarrollo de RC. Un comportamiento similar es el mostrado para el cemento CSA; en donde el efecto del SP pareciera ser incluso un poco mayor, ya que el cemento sin SP registra su máximo desprendimiento de calor a las 4.7 h, mientras que con la adición del 0.5% SP, el punto de máximo desprendimiento de calor se registra a las 13 h, es decir, casi 3 veces más lento que el cemento de referencia.

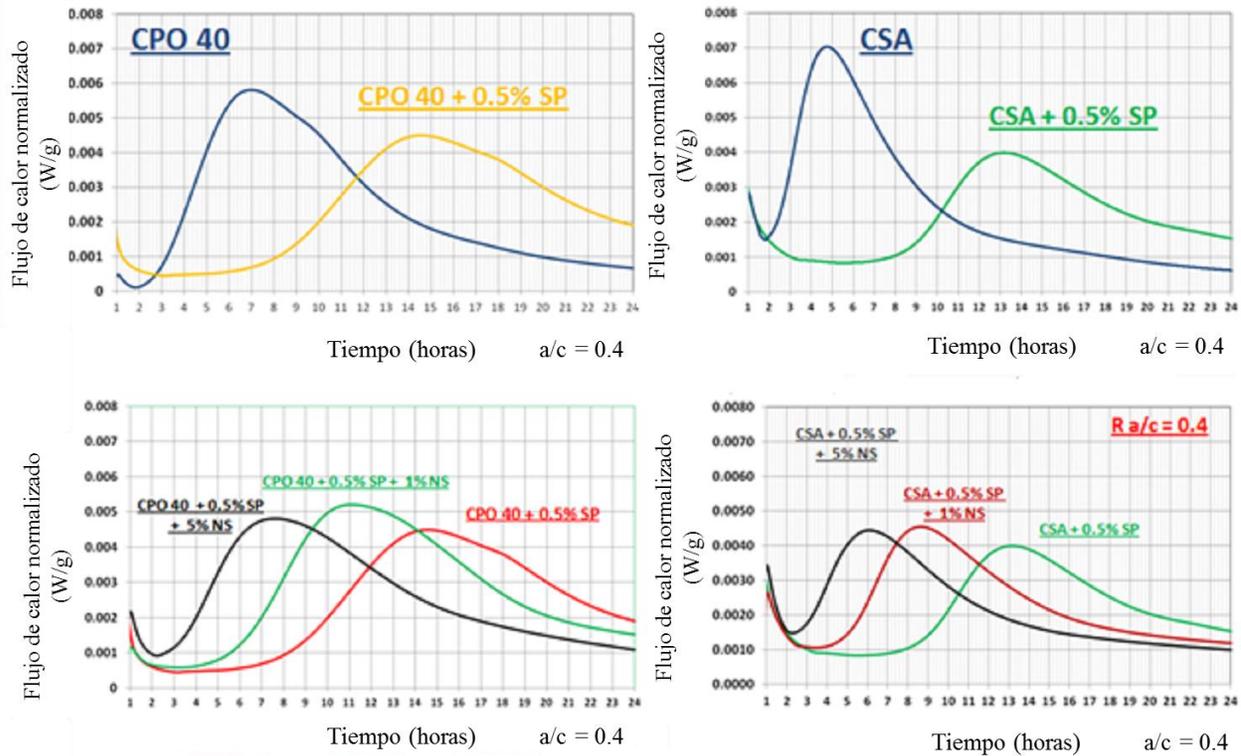


Figura 3. Calorimetría de los cementos adicionados con NS y SP; a/c de 0.40.

Por otro lado, se observa que, comparando los perfiles de calor de ambos cementos, con la misma relación a/c, el cemento CSA presenta una curva de evolución de calor muy diferente a la presentada por el cemento CPO 40, presentando el pico principal debido a la reacción exotérmica del C_3S a las 6.5 h para el cemento CPO 40 y de 4.5 h para el cemento CSA. Adicionalmente, el pico exotérmico del cemento CSA alcanzó un flujo de calor máximo de 0.07 W/g contra el 0.06 W/g del CPO 40. Esto indica que la reacción de hidratación del cemento CSA sucede con mayor rapidez y que la RC inicial debería ser mayor en el cemento CSA, sin embargo, los resultados obtenidos de RC a relación a/c constante mostraron una mayor RC a 24 horas para el cemento CPO 40 alcanzando 18.0 MPa vs 13.1 MPa alcanzados por el cemento CSA. Esto puede explicarse por el efecto de dilución del cemento CSA que, de acuerdo a los resultados de la composición química, contiene un mayor contenido de caliza como adición, en comparación con el cemento CPO 40. Los resultados también muestran un tiempo de fraguado menor del CSA con respecto al obtenido con el cemento CPO 40. Una vez obtenidas las curvas calorimétricas de los cementos referencia sin la incorporación de aditivos y a las dos relaciones a/c, se determinó el calor desprendido por las mezclas de cemento con la incorporación de las NS.

Estos resultados confirman lo observado por Puertas (Puertas et. al., 2001 y Puertas et. al., 2005) en donde independientemente de la naturaleza del aditivo SP adicionado, todos ellos retrasaban las reacciones de hidratación de los silicatos de calcio, extendiendo los tiempos de fraguado. Este efecto de retraso puede ser explicado debido a un fenómeno de adsorción del polímero en los granos de cemento, formando una barrera o capa alrededor de dichos granos, impidiendo el paso de las moléculas de agua a las partículas de cemento, además de la formación de complejos entre los iones Ca^{+2} formados en la hidratación inicial y los aniones de los polímeros que afectan a la nucleación y precipitación del $Ca(OH)_2$.

Sin embargo, la RC de los morteros con SP indicaron que, a 24 h, la RC del CPO 40 puro fue menor que la del que contenía 0.5% SP, con 18 MPa y 23.5 MPa respectivamente.

Los resultados de calorimetría indican una extensión importante del tiempo de fraguado inicial, sin embargo, este resultado no necesariamente implicaría alguna relación con las RC esperadas por estas mezclas de cemento debido a que el proceso de fraguado y el proceso de desarrollo de RC son independientes uno del otro. Es importante mencionar que para el cemento CSA el efecto fue diferente, y la adición de SP disminuyó la RC a 24 horas, pasando de 13.1 a 8.2 MPa.

Se observa también en la Figura 3, que al adicionar las nanopartículas a una misma relación a/c, las curvas de evolución de calor se desplazan hacia menores tiempos, lo que sugeriría que los procesos de fraguado y de evolución de las reacciones de hidratación se ven acelerados por la adición de las nanopartículas de sílice. Esta tendencia se observó para ambos tipos de cemento.

Este comportamiento confirma lo reportado por (Qing et. al., 2007) cuando observaron que al incrementar el porcentaje de adición de partículas de nanosílice, la consistencia de la pasta decrecía, es decir, observaron que aceleró el proceso de hidratación en comparación con otros materiales puzolánicos como el humo de sílice. Otros autores (Björnström et. al., 2004, Morteza et. al., 2014 y Li et. al., 2004) encontraron que la sílice en tamaños nanométricos acelera el proceso de hidratación y la formación de gel C-S-H gracias a su elevada energía superficial; además, con el porcentaje de adición de la NS, se incrementa el calor de hidratación de la mezcla como consecuencia de la finura de las NS. De este modo, es posible observar también que a mayor contenido de nanopartículas adicionadas, es menor el tiempo en el que se alcanza el máximo desprendimiento de calor. De acuerdo a los datos del cemento CPO 40, el pasar de 0 a 1.0% NS, el tiempo en el que se alcanzó el nivel máximo de calor liberado bajó de 14.5 h a 11 h y al agregar NS en un 5% el tiempo disminuyó de 11 h a 7.5 h. Para el caso del CSA, el comportamiento, fue similar, de manera que sin adiciones el tiempo fue de 13.3 h con NS en 1% de 8.8 h y con 5% NS de 6 h.

Este comportamiento observado experimentalmente tiene una forma parabólica y puede ser explicado a través de la siguiente ecuación:

$$f(x)=ax^2+bx+c \quad (1)$$

dónde: $f(x)$ = tiempo de máxima liberación de calor, x = % de nanopartículas; a , b y c son coeficientes de cada uno de los sistemas.

Ecuación para el sistema con CPO 40:

$$TTMáx = 0.525(\%NS)^2 - 4.025(\%NS) + 14.5 \quad (2)$$

Ecuación para el sistema con CSA:

$$TTMáx = 0.76(\%NS)^2 - 5.26(\%NS) + 13.3 \quad (3)$$

De la Figura 4 se puede concluir que, si bien al agregar las nanopartículas a la matriz cementante acelera las reacciones de hidratación y por ende es de esperarse un incremento en la RC, llega un punto en que aun cuando se continúe incrementando el contenido de nanopartículas, no se tendrá el efecto de aceleración de la reacción. En la Figura 4 también puede observarse que en dosificaciones mayores a 3.5% de NS, la velocidad a la que se alcanza el máximo desprendimiento de calor comienza a incrementarse nuevamente. Esto confirmaría que las nanopartículas aceleran el desarrollo de las RC a las edades iniciales siempre y cuando no se exceda este porcentaje.

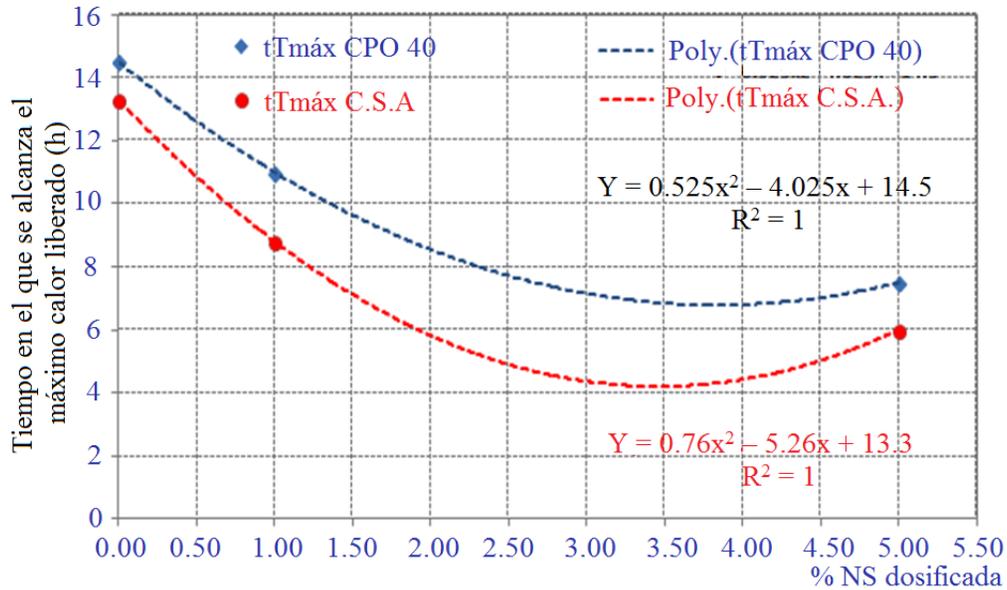


Figura 4. Comportamiento de tiempo de máxima liberación de calor en función de la adición de NS.

3.2. Resistencias a la compresión

Para realizar los ensayos de RC se elaboraron muestras con dosificaciones de 0.5% de SP y adiciones de nanopartículas de 0.3%, 1% y 5%. La dosificación de 5% se eligió con la finalidad de provocar una modificación importante en las propiedades mecánicas del cemento elaborado. Los resultados de la RC a 24 h, 3, 7, 28, 90 y 150 días, se presentan en la Figura 5. Es importante señalar que, para esta primera serie de resultados, el agua adicionada a la mezcla se corrigió considerando el agua aportada por las NS que se encuentra originalmente en una suspensión, con la finalidad de mantener la relación a/c constante en 0.485.

De los resultados se puede observar que, para el cemento CPO 40, la mejor RC a todas las edades se obtuvieron de la mezcla de cemento con el SP únicamente. De las mezclas que contenían adición de NS, se observa que, a la edad de 24 h, todas las mezclas preparadas superan a los resultados obtenidos por la referencia, mejorando su valor en hasta en un 43% (25.8 MPa vs 18 MPa) para la muestra con 5% de NS. A partir de la edad de 3 días, estos porcentajes disminuyen, teniendo un 15% de mejora para las mezclas 5% de NS (40 MPa vs 34.9 MPa de la referencia). A 7 días, se alcanzó un 11% de mejora en la RC para las muestras con SP mientras que la muestra con 5% de NS desarrolló un 8% más de RC que la obtenida por la muestra de referencia. A 28 días, las muestras con SP desarrollaron un 17% más de RC que la referencia (54.9 vs 47.1 MPa), mientras que el incremento para las muestras con NS fue del orden de 11% con respecto a la referencia (52.1 y 52.3 MPa para las muestras con 0.3% de NS y 5% de NS contra 47.1 MPa de la referencia). Después de 150 días de curado, todas las muestras con NS alcanzan prácticamente el mismo valor que el obtenido por la referencia y únicamente la muestra con la adición de SP desarrolla un 18% de RC a la compresión mayor que la referencia.

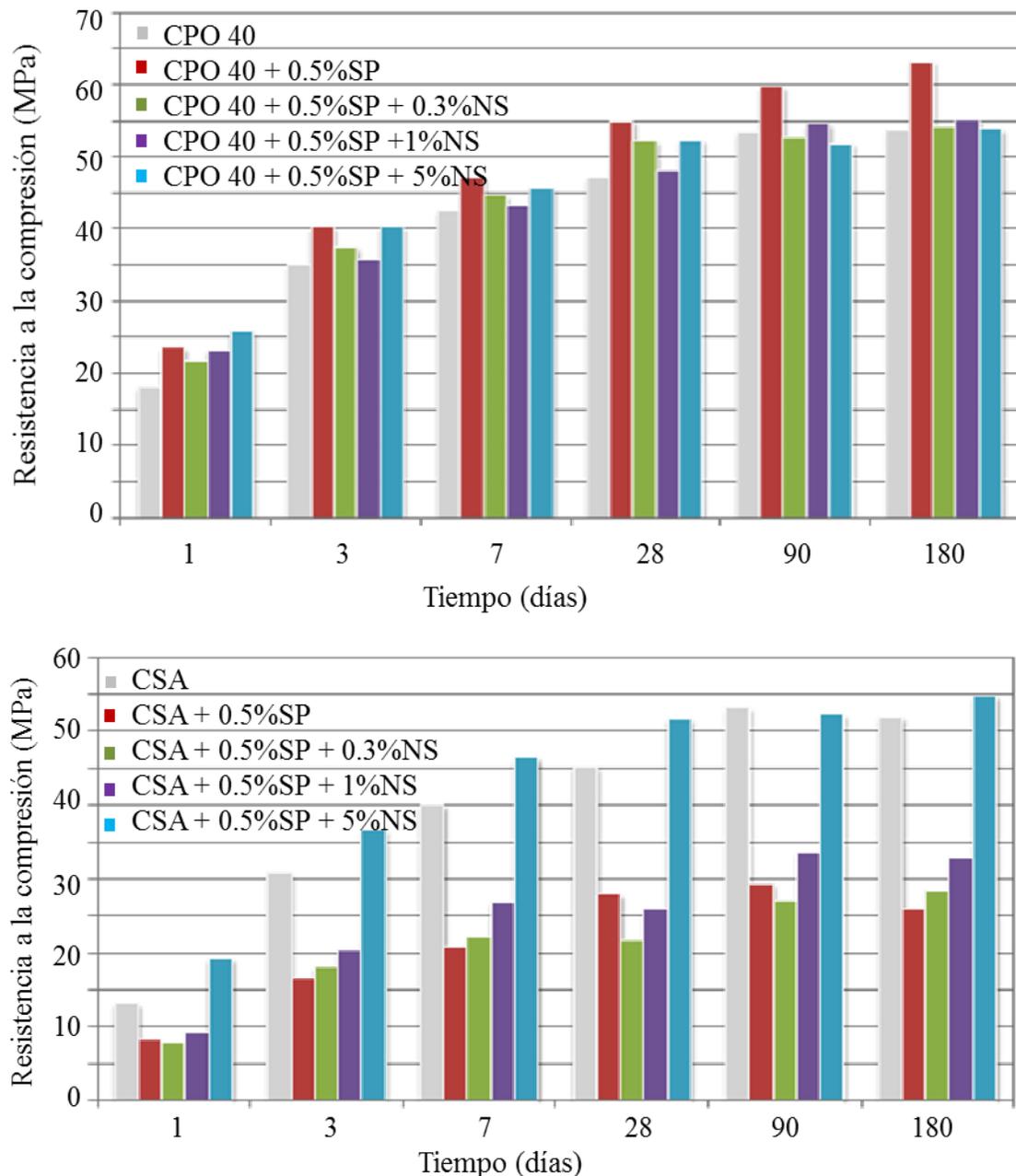


Figura 5. Resultados de resistencias a la compresión de los cementos CPO 40 y CSA sin ajuste de la cantidad de agua.

El efecto mostrado para la matriz de cemento CSA, fue diferente al presentado por el cemento CPO 40, debido a que la adición del SP, no favorecía el desarrollo de la RC, sino más bien inhibió los procesos de hidratación para esta matriz. Esto se puede observar en todos los resultados de las mezclas con 0.5% de SP, donde el desarrollo de RC con respecto a la referencia fue del orden de 63%, 54%, 52%, 62% y 55% a las edades de 24 h, 3, 7, 28, 90 y 150 días respectivamente, debido a la disminución en la reactividad antes mencionada, ya que los SP están diseñados para cemento portland ordinario y las fases con sulfatos contenidas en el CSA pueden afectar de forma negativa la funcionalidad del SP.

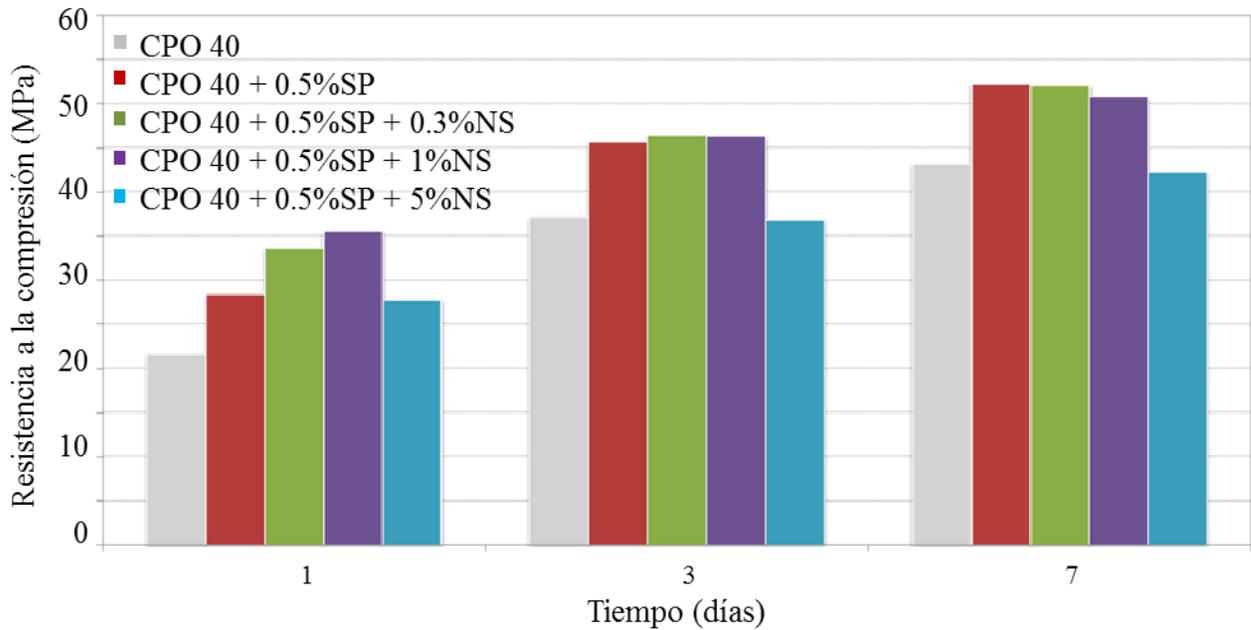


Figura 6. Resultados de resistencias a la compresión del cemento CPO 40 a fluidez constante.

Para esta matriz, se observó este comportamiento en todas las muestras con excepción de la mezcla con 5% NS, en donde fue incluso posible observar un incremento en la RC del orden de 47% a 24h, 19% a 3 días, 16% a 7 días, 14% a 28 días. De acuerdo con (Ma et. al., 2014) al adicionar SP en matrices de cemento belítico-sulfoaluminoso, la RC a 24 h disminuyó en todas las dosis que ensayaron, sin embargo, reportaron que a 28 días se obtenían RC equivalentes que las de la referencia e incluso superior cuando se dosificó en porcentaje de 0.075%. Esto fue a que se retardó la formación de etringita a 1 día de hidratación, especialmente a concentraciones elevadas, obteniendo como resultado RC pobres. Esto podría explicar que la dosis de 0.5% para el cemento CSA utilizada en la presente investigación puede resultar alta para la naturaleza del cemento.

Como se puede observar en la Figura 6, a valores de fluidez similares, mediante el ajuste del agua de mezclado para obtener la misma fluidez; los resultados de RC del CPO 40 con la adición de NS cambian con respecto a lo observado anteriormente, si bien los mejores resultados se observan con la muestra de cemento con SP, los resultados con la adición NS son muy similares, e incluso resultan superiores a 24 horas para las adiciones de 0.3% y de 1% NS.

Estos resultados son relevantes porque nos plantea una observación sobre las especificaciones que marca la norma mexicana de cemento sobre el consumo de agua a utilizar cuando se trata de evaluar cementos ordinarios. Como se sabe, la norma indica que, al tratarse de un cemento ordinario, la relación a/c constante recomendada para evaluar las RC es de 0.485. Los resultados obtenidos en la presente investigación sugieren que para sistemas con aditivos SP, o con sistemas que utilicen nanopartículas, lo más recomendable es buscar la fluidez y el agua necesaria para ajustar a esta fluidez y no utilizar una relación fija de a/c.

3.3. Resistencia química al ataque por sulfatos

La prueba para determinar la resistencia al ataque químico por sulfatos se realiza de acuerdo al procedimiento indicado en la Norma ASTM-C-1012.

En las figuras 7 y 8, se presentan los resultados obtenidos para cada tipo de cemento en mediciones llevadas a cabo durante 550 días, cabe mencionar que la norma establece una duración mínima de 12 meses. Se puede observar que tanto el cemento CPO 40 como el cemento CSA no presentan una buena

resistencia al ataque químico por sulfatos, ya que el cambio en longitud excede el valor permitido por la norma NMX-C-414-ONNCE-2010 de expansión de 0.1% a 12 meses desde los 125 días para el cemento CPO 40 y desde los 50 días para el cemento CSA.

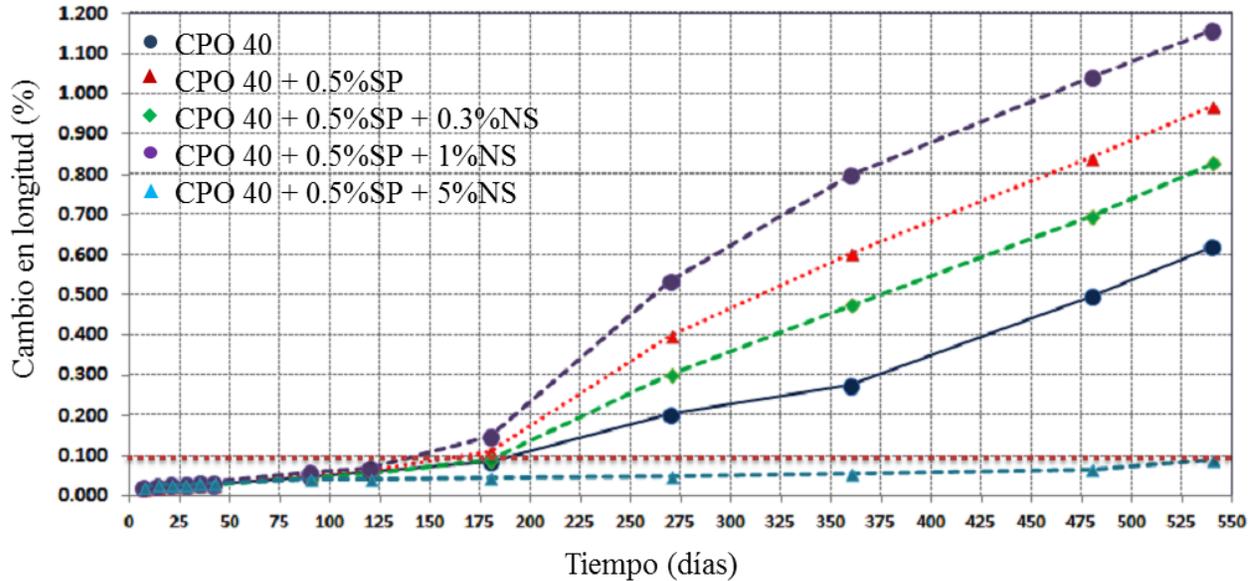


Figura 7. Resistencia al ataque químico por sulfatos, cemento CPO, 550 días de exposición.

El adicionar las nanopartículas en porcentajes de 5%, favorece la resistencia al ataque químico por sulfatos, para ambos tipos de cemento. En el caso del cemento CPO 40, el beneficio de adicionar las nanopartículas es tan favorable que dicho cemento pasa de ser un cemento sin resistencia al ataque químico por sulfatos (“RS” en la nomenclatura utilizada en la norma mexicana NMX-C-414-2010-ONNCE a ser un cemento resistente a los sulfatos hasta al menos 550 días, con contenidos de 0.5% de SP y 5% de NS. Para el caso del cemento CPO 40, la adición de nanopartículas en porcentajes menores al 5%, no ofrece una mejoría en la resistencia al ataque químico.

Para el caso del cemento CSA, la adición de nanopartículas a la matriz cementante disminuyó la resistencia al ataque químico por sulfatos, ya que como se mencionó anteriormente, el cemento CSA sin adición de otros componentes, a partir de los dos meses excedía el límite establecido por la norma NMX-C-414-2010-ONNCE. Sin embargo, al adicionar SP y NS, el cemento se mantuvo con características de resistencia al ataque químico hasta 275 días (9 Meses). Este cambio fue de un 94.8% para 180 días, que fue la máxima edad en la que el espécimen del cemento referencia mantuvo estabilidad volumétrica con respecto al CSA de referencia.

De acuerdo a los resultados se observó que para el CPO 40 la adición tanto de SP como de NS, ésta última en dosificaciones bajas, no resultó beneficiosa en términos de resistencia al ataque químico por sulfatos, en cambio, todas las adiciones en el CSA mejoraron su resistencia química comparándolo con el CSA puro.

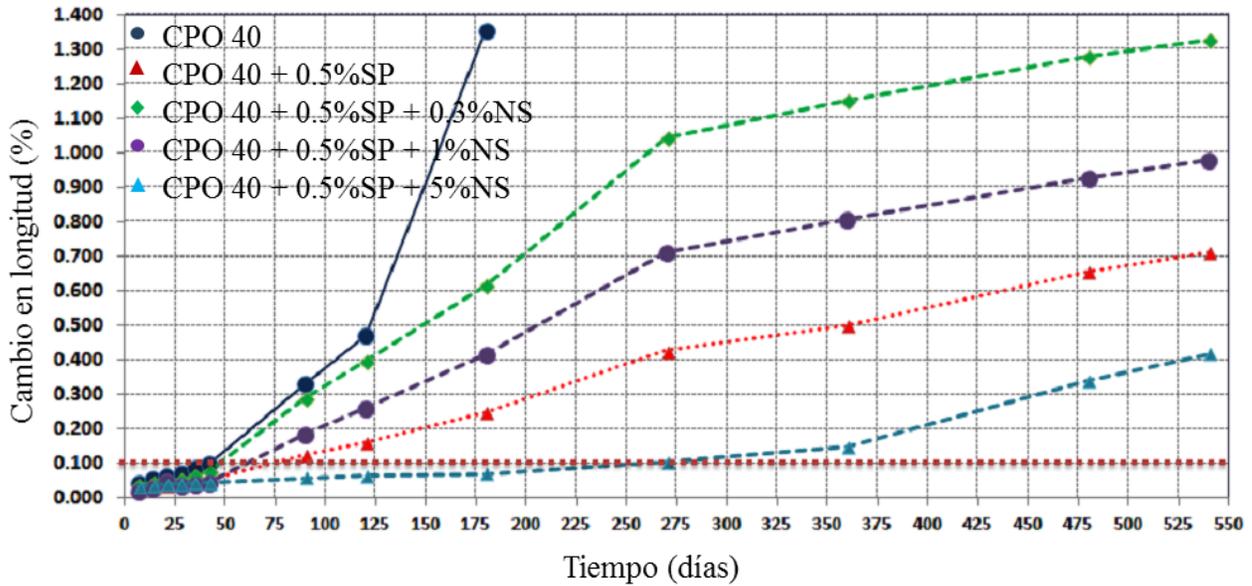


Figura 8. Resistencia al ataque químico por sulfatos, cemento CSA, 550 días de exposición.

Como se mencionó anteriormente, este comportamiento se podría explicar por una densificación de la matriz, la cual incrementó con el contenido de NS, y por ende se observó una reducción en la porosidad y la transferencia o el ataque de los iones sulfato tiende a ser más lento que en las muestras de cemento sin adición de nanopartículas. De nuevo, las nanopartículas estarían actuando como centros de nucleación para la generación de más gel C-S-H promoviendo esta disminución en la porosidad. Este comportamiento lo confirmaron otros autores (Quercia et. al., 2012 y Li et. al., 2004), reportando que la adición de nanopartículas incrementa la RC y disminuye de manera general la permeabilidad del concreto endurecido gracias a la reacción puzolánica, lo que resulta una mayor formación de C-S-H y en una estructura más densa. Utilizando montmorillonitas modificadas, se observó también que la permeabilidad se veía reducida hasta en 100 veces comparadas con los cementos tradicionales (Khater et. al., 2006).

De este modo, la mejora en la durabilidad de las muestras elaboradas con las NS se presenta como una característica que es posible modificar con el uso de estos materiales. La razón para esta mejora en la durabilidad, puede ser explicada debido a que las NS rellenan los poros del cemento, densificando la matriz y disminuyendo la porosidad y su permeabilidad, esto a su vez, incrementa la RC, tal como lo hace el humo de sílice.

4. CONCLUSIONES

- Las relaciones menores de a/c, aceleran la reacción de hidratación y este efecto fue más pronunciado para el CPO 40 que para el CSA.
- El CSA presenta una mayor velocidad de hidratación que el cemento CPO 40, y por consecuencia mayores RC iniciales.
- La adición de SP retrasa las reacciones de hidratación del cemento y este efecto se ve revertido a medida que se adiciona un mayor %NS a las matrices cementantes.
- Las NS adicionadas a las matrices cementantes presentan un efecto acelerante sobre las reacciones de hidratación, sin embargo, este efecto puede revertirse a mayor contenido de NS. En los sistemas estudiados, el nivel de dosificación en donde se tiene un efecto de aceleración es hasta un 3.5% de NS.

- Se observó que la adición de SP mejora sustancialmente la RC del CPO 40, para el caso del CSA, el comportamiento fue el contrario, con la adición de SP, el cemento desarrolló solamente el 50% de la RC alcanzada por la referencia, excepto para la adición de 5%NS, en donde los resultados fueron superiores al CSA puro. Estos resultados se obtienen cuando la relación a/c se mantiene constante.
- Cuando se busca igualar la fluidez de los cementos, los resultados indican que con la adición de 1% NS en valores de 1.0%, se mejora la RC hasta en alrededor de un 60% en comparación a los cementos sin adiciones; debido a su efecto de aceleración y su comportamiento puzolánico, el cual fue más pronunciado a edades iniciales, tal como lo reportado en los resultados de calorimetría.
- En general se observó que al agregar NS en ambas matrices, el ataque por sulfatos no fue tan pronunciado en comparación a las muestras sin adiciones.
- En el caso del cemento CPO 40 esta adición confiere al cemento la característica de resistencia al ataque químico por sulfatos, cuando originalmente es un cemento ordinario; lo que aumenta su valor agregado. Sin embargo, porcentajes menores al 5%, no ofrecen ventaja en la resistencia al ataque químico por sulfatos para el cemento CPO 40.
- Para el caso del cemento CSA, la presencia de NS redujo el ataque químico por sulfatos, hasta en un 95%. Esto es relevante, ya que el CSA sin la adición de algún material adicional, a los dos meses excede el límite establecido por la Norma Mexicana para un cemento resistente a los sulfatos.

5. AGRADECIMIENTOS

Se agradece ampliamente el soporte financiero de CONACYT y CEMEX para la realización de este proyecto.

6. REFERENCIAS

ASTM C1012/C1012M – 15, *Standard Test Method for Length Change of Hydraulic-Cement Mortars Exposed to a Sulfate Solution*.

Belkowitz J. S., Armentrout D. (2010) “An investigation of Nano Silica in the Cement Hydration Process”, Proceeding 2010 Concrete Sustainability Conference, National Ready Mixed Concrete Association, U.S.A., pp. 1-15

Björnström J., Martinelli J., Matic A., Borjesson L., Panas I. (2004), “Accelerating effects of colloidal nano-Silica for beneficial calcium-silicate-hydrate formation in cement”, *Chemistry Physic Letters*; 392, pp. 242-248

Chung D. L. (2012) “Carbon materials for structural self-sensing, electromagnetic shielding and thermal interfacing”, Elsevier, *CARBON* 50, pp. 3342-3353

Hosseni P., Booshehrian A., Delkash M., Ghavami S., Zanjani M. K. (2009), “Use of Nano-SiO₂ to Improve Microstructure and Compressive Strength of Recycled Aggregate Concretes”, *Nanotechnology in Construction* 3, pp 215-221

Hosseni P., Booshehrian A., Farshchi S. (2010), “Influence of Nano-SiO₂ addition on Microstructure and mechanical Properties of Cement Mortars for Ferrocement”, *Transportation Research Record; Journal of the transportation Research Board* No. 2141, pp. 15-20

Jewell R. B. (2015) “Influence of Calcium Sulfoaluminate Cement on the Pullout Performance of Reinforcing Fibers: An Evaluation of the Micro-Mechanical Behavior”, PhD Thesis, Civil Engineering, University of Kentucky.

Li H., Xiao H., Yuan J., Ou J. (2004) “Microstructure of cement mortar with nano-particles”, *Composites Part B: Engineering*, 35, pp. 185-189

Ma B., Ma M., Shen X., Li X., Wu X. (2014), “Compatibility between a polycarboxylate superplasticizer and the belite-rich sulfoaluminate cement: Setting time and the hydration properties”, *Construction and Building Materials*, 51, pp. 47-54

- Mondal P., Shah S. P., Marks L. D., Gaitero J. J. (2010), “*Comparative Study of the effect of Microsilica and Nanosilica in concrete*”, Transportation Research Record; Journal of the transportation Research Board No. 2141, pp. 6-9
- Morteza B., Baghbadrani M., Aslani F. (2014), “*Performance of nano-Silica modified high strength concrete at elevated temperatures*”, Construction and Building Materials, 68, pp. 402-408
- Norma NMX-C-085-ONNCCE-2010, *Industria de la construcción - Cementos hidráulicos - Determinación estándar para el mezclado de pastas y morteros de cementantes hidráulicos*
- Norma NMX-C-414-ONNCCE-2010, *Industria de la construcción-Cementantes- Especificaciones y método de ensayo.*
- Puertas F., Vázquez T. (2001), “*Hidratación inicial del cemento. Efecto de aditivos superplastificantes*”, Materiales de Construcción 51(262), pp 53-61.
- Puertas F., Santos H., Palacios M., Martínez S. (2005), “*Polycarboxylate superplasticizer admixtures: effect on hydration, microstructure and rheological behavior in cement pastes*”, Advances in Cement Research, 17, pp. 77-89
- Qing Y., Zenan Z., Deyu K., Rongshen C. (2007), “*Influence of nano-SiO₂ addition on properties of hardened cement paste as compared with silica fume*”, Construction and Building Materials 21(3), pp. 539–545
- Quercia G., Zpuesz P., Hüsken G., Brouwers J. (2012), “*Effects of Amorphous Nano-Silica additions on Mechanical and Durability Performance of SCC Mixtures*”, Proceedings of the International Congress on Durability of Concrete (ICDC 2012), 18-21 June, Trondheim, Norway, pp. A2-A4
- Raki L., Beaudoin J., Alizadeh R., Makar J. Sato T. (2010), “*Cement and Concrete Nanoscience and Nanotechnology*”, Materials, 3(2), 918-942
- San Filippo J. M., Muñoz J. F., Isabel Tejedor M., Anderson M. A., Cramer S. M. (2009), “*Nanotechnology to Manipulate the aggregate-Cement Paste Bond Effects on Mortar Performance*”, Nanotechnology in Construction 3, pp. 29-33
- Shah S. P., Konsta-Gdoutos M. S., Metaxa Z. S., Mondal P. (2009), “*Nanoscale Modification of Cementitious Materials*”, Nanotechnology in Construction 3, Proceedings of the NICOM3, pp. 125-130
- Sobolev K., Flores I., Torres-Martinez L. M., Valdez P. L., Zarazua E., Cuellar E. L. (2009) “*Engineering of SiO₂ Nanoparticles for Optimal Performance in Nano Cement-Based Materials*”; Proceedings of the Nanotechnology in Construction 3 (NICOM3) 01/2009; pp. 139-148.



Evaluación de la adherencia de baldosas cerámicas aplicadas como revestimiento de fachada

P. Valentini¹, C. S. Kazmierczak².

¹Curso de Engenharia Civil, Universidade do Vale do Rio dos Sinos (UNISINOS), Brasil.

²Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade do Vale do Rio dos Sinos (UNISINOS), Brasil.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v6i2.133>

Artículo recibido el 04 de septiembre de 2015, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 02 de diciembre de 2015.

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el primer número del año 2017 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del tercer número del año 2016.

© 2016 ALCONPAT Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 6, No. 2, Mayo – Agosto 2016, es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A.C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Página Web: www.revistaalconpat.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, fecha de última modificación: 30 de mayo de 2016.

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.

RESUMEN

Dentro de las manifestaciones patológicas que pueden ocurrir en azulejos de cerámica se encuentra la pérdida de adherencia considerada la más seria debido a los riesgos de accidentes por el efecto de las caídas y el costo de la reparación. Este trabajo tiene como objetivo evaluar la influencia de las propiedades de diferentes placas de cerámica aplicadas con dos tipos de mortero de pega y sometidos a tres diferentes condiciones de curado (establecidas por la norma ABNT 14.081-4:2012) en la resistencia de adherencia del sistema de revestimiento. Se observó que el tipo de curado es la variable que presenta la influencia más significativa en la resistencia de adherencia, seguida por el tipo de mortero de pega, ya que el azulejo de cerámica ejerce poca influencia una vez hecho un análisis global de los resultados.

Palabras Clave: adherencia; azulejo de cerámica; mortero de pega.

ABSTRACT

The most serious pathology in ceramic tile is detachment because of the risk of accidents due to fall and the cost of repair. This research aims to evaluate the influence of ceramic plates applied with two types of adhesive mortar subjected to three different curing conditions (established by the ABNT 14081-4:2012) on the adhesion to the coating system. It was observed that cure is the variable with higher influence on the adhesive strength, followed by the type of adhesive mortar, while the water absorption of ceramic plate has a little influence on the results.

Keywords: adherence; ceramic tiles; adhesive mortar.

RESUMO

Dentre as manifestações patológicas que podem ocorrer em revestimentos cerâmicos os descolamentos são considerados as mais sérias, devido aos riscos de acidentes em decorrência da queda de placas e por seu custo de reparo. Este trabalho tem como objetivo avaliar a influência das propriedades de diferentes placas cerâmicas aplicadas com dois tipos de argamassa colante e submetidas a três diferentes condições de cura (estabelecidas pela norma ABNT 14.081-4:2012) na resistência de aderência do sistema de revestimento. Observou-se que o tipo de cura é a variável que apresenta influência mais significativa na resistência de aderência, seguida pelo tipo de argamassa colante, enquanto a placa cerâmica exerce pouca influência em uma análise global dos resultados.

Palavras-chave: aderência; revestimento cerâmico; argamassa colante.

Autor a contactar: Claudio. S. Kazmierczak (claudiok@unisinis.br)

1. INTRODUCCIÓN

Entre las manifestaciones patológicas que pueden ocurrir en revestimientos cerámicos se destacan el despegado de cerámicas, las rajaduras o agrietamientos, la eflorescencia y deterioro de las juntas (Campante y Baía, 2008). Entre las citadas, el despegado de revestimientos cerámicos son considerados los más serios, debido a los riesgos de accidentes como consecuencia de la caída de la cerámica o sus partes esto es bien sea por el costo o su reparación (Campante y Baía, 2008; Mansur, 2007).

Los despegados o separaciones tienen como característica principal la pérdida de adherencia de las placas cerámicas con el sustrato o con el mortero de fijación, en función de las tensiones ocurridas en el revestimiento cerámico exceden la capacidad de adherencia de las conexiones de esas capas (Barros e Sabatini, 2001). Factores externos como el choque térmico, la lluvia dirigida, la radiación solar y la humedad son los que ejercen mayor influencia en la degradación del sistema de revestimiento de fachada (Antunes, 2010).

Un expresivo agente de degradación de los revestimientos cerámicos de fachadas es la variación de temperatura (Consoli, 2006). La variación térmica en un mismo día, en la ciudad de Porto Alegre - RS, por ejemplo, puede ser muy alta, generando gradientes de temperatura en el orden de hasta 50°C en la superficie de la fachada. En una pesquisa buscando la evaluación de la durabilidad de sistemas de revestimiento cerámico, realizados con cerámicas y morteros aplicadas en sustratos de concreto, a través de la inducción de tensiones de naturaleza térmica (Chew, 1992), fue constatada una reducción de 20% en la resistencia de adherencia a tracción de las cerámicas, cuando se comparan con sistemas que no pasaron por la acción de los ciclos.

Otro importante agente de degradación de las fachadas es la humedad, que se caracteriza por la existencia de agua en los materiales en forma líquida, sólida o vapor (Ribeiro, 2006). El movimiento higroscópico es una importante causa del despegado de placas cerámicas (Bauer, 1995; Ribeiro, 2006). Para limitar los movimientos higroscópicos en revestimientos cerámicos de fachada, es recomendable el uso de placas cerámicas de baja absorción de agua (Goldberg, 1998). Pensando en eso, la norma británica BS 5385-2 (BSI, 2015) especifica, tanto para placas cerámicas extruidas como prensadas, el uso en fachadas de placas con absorción de agua inferior a 3%. En ese sentido, la norma brasileña NBR 13.818 (ABNT, 1997) no presenta límite específico. En ensayos realizados en tres condiciones de humedad distintas en placas cerámicas: secadas al aire, con 0,2% de humedad; sometidas al paso de cepillo con agua sobre lentamente, resultando en 2,0% de humedad; y sumergidas en agua por un período de 30 segundos, siendo estas mantenidas en posición vertical antes del asentamiento, de modo a escurrir el agua en exceso, resultando en 8,5% de humedad, se verificó que la mayor adherencia entre placa cerámica y mortero ocurrió con piezas secas y hubo una reducción de adherencia a medida que aumentaba la cantidad de humedad de la placa al momento de su aplicación (Bauer, 1995).

La durabilidad de un sistema de revestimiento de fachada con placas cerámicas depende, por lo tanto, de las condiciones de exposición. Los movimientos de contracción y de expansión resultantes de las variaciones en la temperatura y la humedad que generan tensiones en la unión con el sustrato, que a lo largo del tiempo resultarían despegados. Esos despegados de revestimientos cerámicos de fachadas pueden ocurrir por ruptura adhesiva en las uniones placa cerámica/mortero, mortero/yeso, yeso/friso grueso y friso grueso/sustrato, o por ruptura cohesiva en el interior de cualquiera de estas capas (Mansur, 2007). El levantamiento de manifestaciones patológicas en revestimientos con placas cerámicas, se observó que en 84% de los edificios analizados hubo despegado con ruptura adhesiva en la unión placa cerámica/friso (Mansur, Do Nascimento y Mansur, 2012). Eso se da en razón que esta unión es la región del sistema de revestimiento más solicitada por esfuerzos de cizallamiento, cuando son considerados efectos

térmicos y de expansión higroscópica de las placas cerámicas (Abreu, Leitão y Lucas, 2004; Saraiva, Bauer e Bezerra, 2001).

Como las condiciones de exposición de determinada fachada difícilmente pueden ser alteradas, la vida útil del revestimiento irá a depender de las decisiones de proyecto y la calidad de la ejecución, que van a definir la resistencia de adherencia inicial del revestimiento. La correcta especificación de la placa cerámica, de mortero adhesivo y del procedimiento de aplicación es fundamental para este desempeño.

En este trabajo, fue evaluada la relación entre la porosidad de placas cerámicas (utilizando tres tipos de cerámicas con diferente absorción de agua), la composición del mortero de pega (utilizando dos tipos de morteros) y las condiciones de curado (siendo adoptadas las tres diferentes formas de curado establecidas por la norma ABNT 14.081-4:2012) en la resistencia de adherencia del sistema de revestimiento.

2. MATERIALES UTILIZADOS

Fueron evaluados composiciones entre un sustrato-patrón, placas cerámicas con tres diferentes concentraciones de absorción de agua, dos morteros de pega y tres condiciones de curado. El sustrato-patrón utilizado para los ensayos de adhesión fue adquirido a través del proveedor normalizado por la ABNT, atendiendo a las exigencias de la NBR 14.081-2 (ABNT, 2012). La absorción de los bloques es de 0,3 cm³ de agua en el transcurso de 4 horas, estando abajo del límite de 0,5 cm³ establecido por la norma.

Fueron utilizadas placas cerámicas prensadas con tres diferentes niveles de absorción de agua (IIa, IIb y III), determinados a través de la NBR 13.817 (ABNT, 1997). Para cada tipo de placa fueron determinadas la absorción de agua, según la NBR 13.818 (ABNT, 1997) y la absorción de agua por capilaridad según las especificaciones del procedimiento de la RILEM TC 116 PCD (1999).

La Tabla 1 muestra los valores de absorción de agua de las placas cerámicas.

Tabla 1. Absorción de agua de las placas cerámicas.

	BIIa	BIIb	BIII
Límite inferior	3,01%	6,01%	10,01%
Resultado obtenido en el ensayo	4,80%	7,30%	12,50%
Límite Superior	6,00%	10,00%	

Todas las placas cerámicas están dentro de los límites establecidos por la NBR 13.817 (ABNT, 1997), confirmando la clasificación del grupo de absorción indicado por el fabricante.

El perfil de absorción de agua (en g/cm²) obtenido por el procedimiento de la RILEM puede ser visualizado en la Figura 1.

El valor promedio de coeficiente de capilaridad de la placa cerámica tipo BIIa y de 0,046 g/cm².min^{1/2}, de la placa BIIb 0,085 g/cm².min^{1/2} y de la placa BIII 0,185 g/cm².min^{1/2}. Las cerámicas del grupo BIIa poseen el menor coeficiente de capilaridad, seguido por la BIIb y, por último, las placas BIII, presentan el mismo comportamiento observado en los ensayos de absorción de agua.

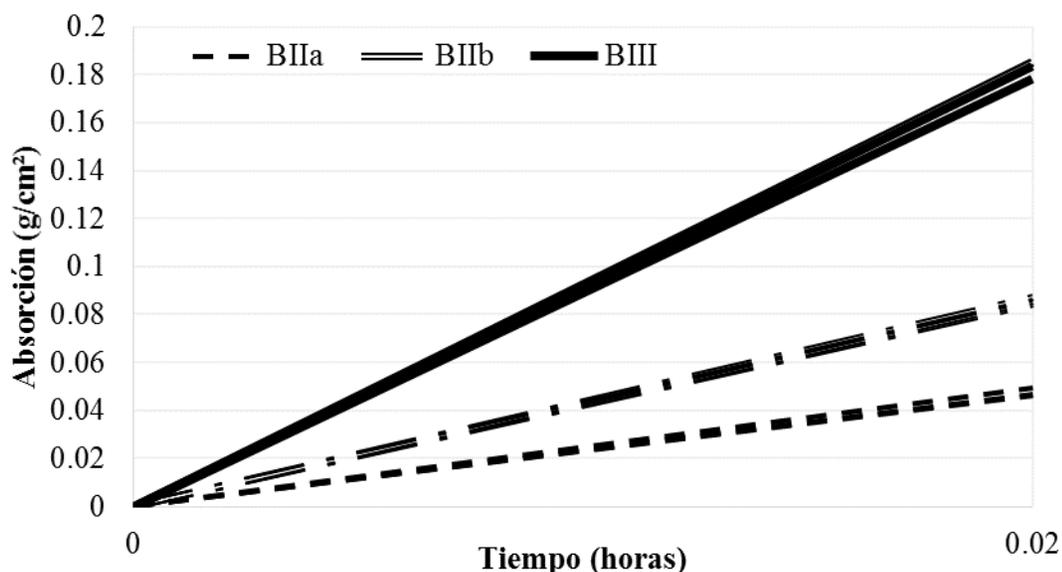


Figura 1. Perfil de absorción de agua por capilaridad das placas cerámicas.

Fueron utilizadas morteros de pega industrializados para uso externo de dos tipos: mortero de pega industrializada tipo AC II y mortero de pega industrializada tipo AC III, que posee en su composición más aditivos promotores de adherencia y retentores de agua que las del tipo AC II. El mortero de pega tipo AC II utilizada en el estudio es compuesta por cemento Portland CP IV (cemento puzolánico), arena y aditivos. De acuerdo con el fabricante, el aditivo “Ecocecol Uno” tiene la función de propiciar poco deslizamiento, trabajabilidad y mayor retención de agua. El producto “PLV 2000” es un polímero que proporciona aumento de la resistencia química y flexibilidad, además de mejor adhesión. El mortero de pega tipo AC III, además de los materiales citados, posee formiato de calcio. El formiato de calcio es un acelerador de curado para sistemas a base de Cemento Portland, promoviendo aceleración en las reacciones químicas de los aluminatos y facilitando la disolución de la cal. Proporciona aumento del tiempo abierto, menor permeabilidad y aumento significativo de la resistencia del mortero. Los ensayos realizados en el programa experimental están relacionados en la Tabla 2.

Tabla 2. Ensayos realizados y sus respectivas normas.

Ensayos de caracterización	Norma utilizada
Ensayos en el estado fresco	
Densidad de peso aparente	NBR 14.086 (ABNT, 2004)
Índice de consistencia	NBR 13.276 (ABNT, 2005)
Retención de agua	NBR 13.277 (ABNT, 2005)
Determinación del deslizamiento	NBR 14.081-5 (ABNT, 2012)
Determinación del tiempo abierto *	NBR 14.081-3 (ABNT, 2012)
Ensayos en el estado endurecido	
Absorción por capilaridad	NBR 15.259 (ABNT, 2005)
Absorción de agua total	NBR 9.778 (ABNT, 2005)
Resistencia a tracción en la flexión	NBR 13.279 (ABNT, 2005)
Resistencia a compresión	NBR 13.279 (ABNT, 2005)
Determinación de la variación dimensional y del peso	NBR 15.261 (ABNT, 2005)

- Obs.: para la ejecución de este ensayo fueron utilizados dos conjuntos compuestos por sustrato patrón, placas cerámicas del grupo de absorción BIII y morteros de pega de los tipos AC II e ACIII preparadas conforme a la NBR 14.081-2 (ABNT, 2012) sobre el sustrato patrón en la dirección longitudinal

De los ensayos realizados para la caracterización en el estado endurecido, apenas el ensayo de resistencia de adherencia a tracción es previsto por norma específica de morteros de pega. Los demás ensayos fueron adaptados a partir de las normas de morteros para revestimientos. Los resultados son presentados en la Tabla 3.

Tabla 3. Caracterización de los morteros en estado fresco y endurecido.

Ensayos de Caracterización Morteros de pega:	Resultados:		Límites especificados por las Normas
	AC II	AC III	
Estado Fresco			
Densidad de peso aparente - γ_s (g/cm ³)	1,46	1,44	-
Índice de consistencia (mm) *	213	214	-
Retención de agua (%) *	99	99	-
Determinación del deslizamiento (mm)	0,1	0,1	2
Estado Endurecido			
Coefficiente de capilaridad (g/dm ² .min ^{1/2}) *	3,49	4,96	-
Absorción de agua total (%) *	23,78	23,50	-
Índice de vacíos (%) *	34,51	35,69	-
Peso específico real (g/cm ³) *	2,22	2,36	-
Resistencia a tracción en la flexión (MPa) *	2,5	2,6	Desvío abs. máx. $\leq 0,3$ MPa
Resistencia a compresión (MPa) *	3,9	4,3	Desvío abs. máx. $\leq 0,5$ MPa

* Adaptadas de las normas específicas para morteros de revestimiento

En el estado fresco, tanto a morteros AC II como a AC III obtuvieron resultados muy próximos, no siendo posible distinguirlas a partir de las propiedades medidas en estos ensayos. En el ensayo de Determinación e3l deslizamiento a los morteros presentaron el mismo valor, inferior al máximo permitido por la NBR 14.081-5 (ABNT, 2012), de 2mm. En la determinación del tiempo a cielo abierto, la AC II tuvo como resultado de 0,50 MPa y la AC III 0,62 MPa. Los valores obtenidos en los ensayos corresponden a la NBR 14.081-3 (ABNT, 2012), que especifica un valor mínimo de 0,50 MPa. En estado endurecido, el resultado para ambos morteros tiene valores muy próximos, excepto en la relación a la capilaridad, donde el mortero AC III obtuvo un valor superior a AC II. El mortero de pega tipo AC III tiene una variación dimensional superior a la de AC II, con fuerte variación en las primeras edades, visualizada en la Figura 2.

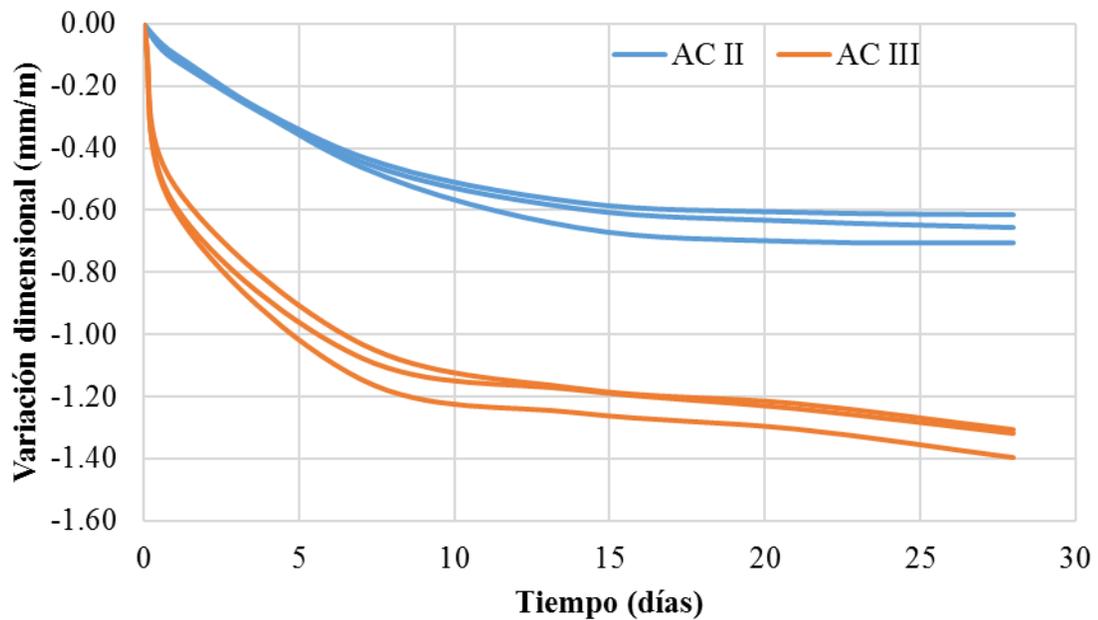


Figura 2. Variación dimensional de los morteros de pega.

Ambos morteros presentan gran variación de peso en los primeros días (variando de 5 a 8%), por tanto, al contrario de lo verificado en la variación dimensional, la variación de peso fue mayor para los morteros de pega tipo II. A partir del séptimo día la variación de los dos morteros comenzó a estabilizarse, variando poco hasta el final del ensayo, de acuerdo con lo presentado en la Figura 3.

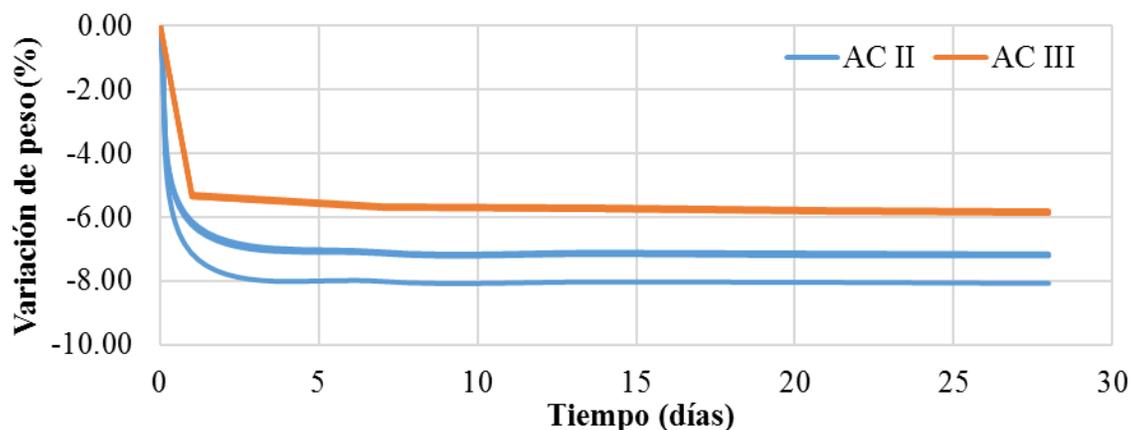


Figura 3. Variación de peso de los morteros de pega.

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN SOBRE LA ADHERENCIA DEL SISTEMA SUSTRATO-PATRÓN/MORTERO DE PEGA /BALDOSA CERÁMICA

Los diversos sistemas formados por las combinaciones entre sustrato patrón/mortero de pega/baldosa cerámica fueron evaluados a partir de la determinación de la resistencia de

adherencia a tracción y de extensión de la adherencia. Las composiciones, en total dieciocho conjuntos de diez ejemplares, fueron identificados de la siguiente manera:

- II y III: Morteros de pega tipo II y III, respectivamente;
- BIIa, BIIb y BIII: Grupo de absorción de agua de las cerámicas;
- N, IA y AE: Tipos de curado a los que los conjuntos fueron sometidos (normal, inmersión en agua y calentamiento con estufa, respectivamente). Los procedimientos buscan evaluar el comportamiento del mortero de pega en diversas situaciones de curado: la condición normal simula una condición ideal de aplicación; el curado por inmersión simula la acción de mojado producto de lluvia y acumulaciones que pueden ocurrir en losas, y el curado con estufa procura evaluar el efecto de intensa exposición al sol durante el período de curado.

Posterior al asentamiento de las baldosas cerámicas con uso de mortero de pega sobre el sustrato-patrón, los conjuntos fueron sometidos a tres condiciones de curado. En el curado normal (N) los conjuntos permanecieron durante 28 días en condiciones ambientales de laboratorio (temperatura de $23 \pm 2^\circ\text{C}$ y humedad relativa del aire de $60 \pm 5\%$), conforme especificaciones de la NBR 14.081-2 (ABNT, 2012). El curado con inmersión en agua (IA) los conjuntos fueron sometidos, durante siete días, a las condiciones de laboratorio y posteriormente fueron inmersos en agua a (23 ± 2) $^\circ\text{C}$, donde permanecieron durante veinte días. En el curado con calentamiento en estufa (AE) los conjuntos fueron sometidos durante 14 días a la condición de curado normal en ambiente de laboratorio y entonces fueron colocados en una estufa con ventilación forzada con temperatura de (70 ± 2) $^\circ\text{C}$ hasta los 28 días. El ensayo de resistencia de adherencia a tracción fue realizado según la NBR 14.081-4 (ABNT, 2012), conforme se observa en la Figura 4. En cada sustrato, se realizaron diez ensayos evaluando la resistencia de adherencia a tracción y la extensión de adherencia, luego del período de curado de los conjuntos. Los ensayos fueron realizados siguiendo las especificaciones de la NBR 14.081-4 (ABNT, 2012), utilizando el equipo da marca Dinatest, modelo DS2-DPU-1100, con capacidad máxima de 5000N.



Figura 4. Piezas metálicas pegadas sobre las placas cerámicas adheridas al sustrato-patrón.

La Figura 5 muestra la media de los resultados obtenidos en el ensayo de resistencia de adherencia realizado en los conjuntos. De los nueve conjuntos de ensayo realizados con el mortero de pega tipo II, apenas los sometidos a curado normal cumplieron con el valor de 0,5 MPa, mínimo requerido por la NBR 14.081-1 (ABNT, 2012). A pesar que los valores de resistencia de adherencia a tracción de los morteros de pega tipo III ser superiores a los del mortero tipo II, ningún conjunto utilizando el mortero de pega tipo III logró el valor de adherencia mínimo requerido por la NBR 14.081-1 (ABNT, 2012), de 1,0 MPa.

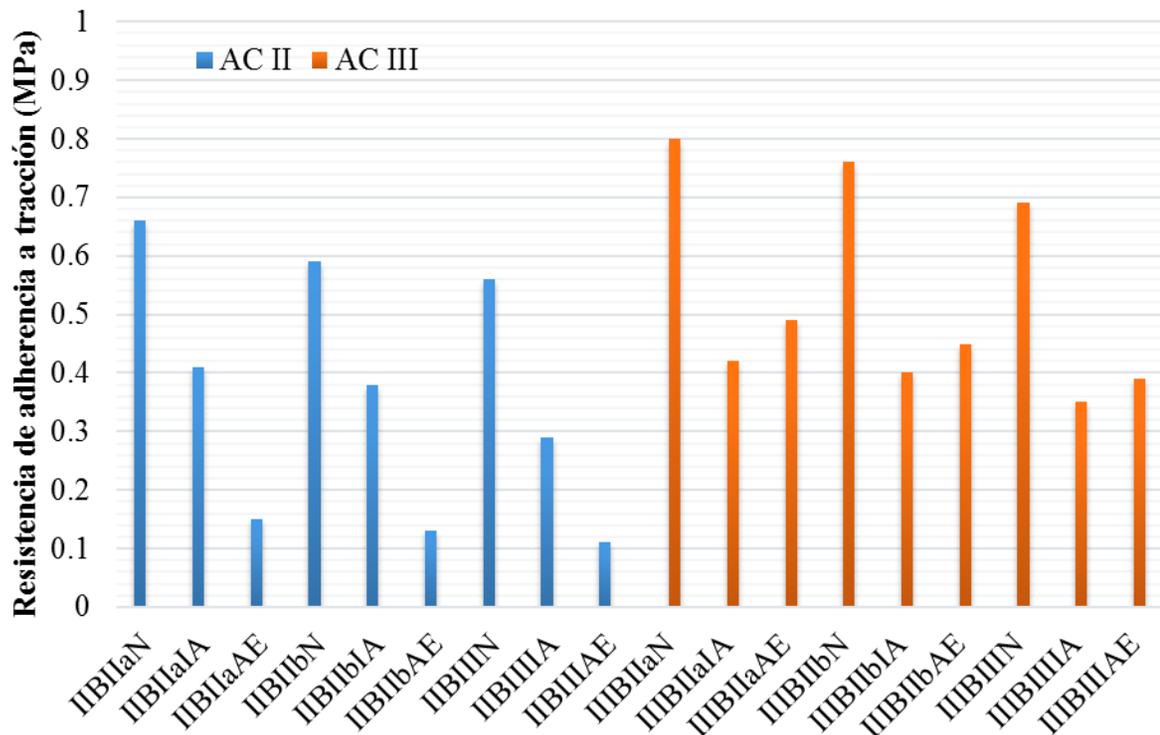


Figura 5. Resultados de la resistencia de adherencia a tracción de los conjuntos ejecutados y valores mínimos a ser alcanzados, según la NBR 14.081-1 (ABNT, 2012).

La influencia de las propiedades de los materiales en la resistencia de adherencia de los conjuntos fue evaluada estadísticamente. Fue evaluada la importancia del efecto de las variables estudiadas (variables independientes) en la resistencia de adherencia a Los resultados del análisis son visualizados en la Tabla 4.

Tabla 4. Análisis de variancia de las variables en estudio en relación a la resistencia de adherencia.

	Suma de los cuadrados	Grados de libertad	Suma de los cuadrados promedios	Valor da varianza	Nivel de significancia
Mortero de pega	1200,50	1	1200,50	22,5133	0,000476
Placa cerámica	245,78	2	122,89	2,3046	0,142235
Curado	5018,11	2	2509,06	47,0530	0,000002

Considerando un nivel de significancia de 5 % ($p < 0,05$), se verifica que el tipo de cura es la variable que presenta mayor efecto significativo, seguida por el tipo de mortero de pega.

Comparando las características de los morteros utilizados, se puede levantar la hipótesis sobre el comportamiento de la resistencia de adherencia.

La mayor resistencia de adherencia fue obtenida en el proceso de curado N (curado ambiente en laboratorio por 28 días). En el proceso de curado IA (inmersión en agua) la resistencia de adherencia cayó para 60% en el mortero tipo AC II y 52% en el mortero AC III. En este proceso,

el curado ocurre a temperatura y humedad ambiente por siete días, y luego ocurre la inmersión de las piezas. Considerándose que los dos morteros utilizados en el estudio son a base de cemento Portland puzolánico (con dosis de puzolanas de 50%), se puede estimar que el grado de hidratación a los siete días aún es pequeño, y que la saturación consecuente de la inmersión resulta en una expansión diferencial de la placa cerámica y/o del sustrato, resultando en tensiones de cizallamiento en la interfaz con el mortero, que reducen la adherencia del sistema. En el proceso de curado AE (con estufa) la resistencia de adherencia cayó para 22% en el mortero AC II y 59% en el mortero AC III. En este proceso de curado es utilizado un tiempo de 14 días seguido por calentamiento en estufa hasta la edad de 28 días, lo que perjudica fuertemente el proceso de curado del cemento puzolánico y ocasiona la menor resistencia de adherencia. En el mortero AC III, el hecho de perder la resistencia de adherencia del curado con inmersión en agua casi se iguala a perder la resistencia de adherencia de la curada con calentamiento en estufa y se da en presencia de formiato de calcio en su composición, que acelera el aumento de la resistencia de adherencia a tempranas edades.

Se observa que en todos los morteros y condiciones de curado que la resistencia de adherencia de las placas cerámicas BIIa fue superior al de las placas cerámicas BIIb, que también fue superior a la adherencia de las placas cerámicas BIII. Este resultado tiene una relación directa con la absorción de agua de las placas cerámicas, indicando que el exceso de absorción de agua puede perjudicar la adherencia.

La cara interna de las placas cerámicas utilizadas en el ensayo de adherencia fue fotografiada para determinación de extensión de adherencia. Se usó el programa AutoCAD, aplicando el comando “polilínea” y trazando manualmente los bordes de la región adherida. Al final de la ejecución de los trazados, estos fueron reticulados y determinado el área. La Figura 6 (derecha) muestra la retícula con el trazado marcado en color blanco y con aplicación de efecto transparente.

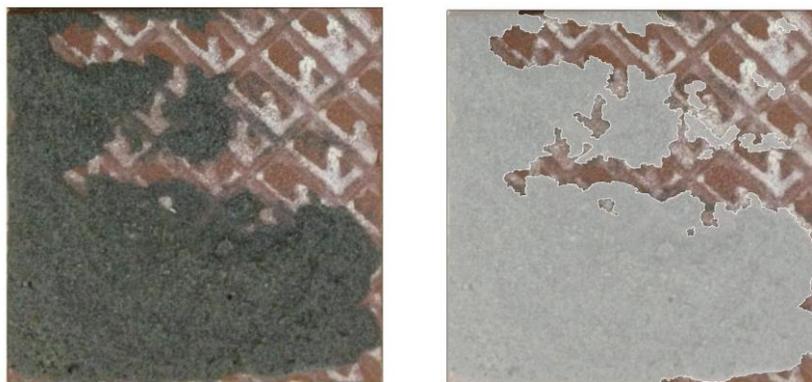


Figura 6. Visualización de la extensión de la adherencia de una placa cerámica.

La extensión de adherencia fue elevada en todos los conjuntos, siendo que apenas los conjuntos IIBIIbN y IIIBIIbN tienen un valor promedio de extensión de adherencia inferior a 90%. En la Figura 7 son visualizados los resultados individuales de extensión de adherencia de las 180 placas ensayadas, siendo posible afirmar que no hay una relación directa entre extensión y resistencia de adherencia. La extensión de adherencia puede ser influenciada por la naturaleza de los materiales constituyentes del sustrato y de los morteros, así como las propiedades de los morteros (Moura, 2007). Una buena extensión de adherencia, aun cuando fundamental, no es suficiente para garantizar un buen anclaje de mortero aplicado en sustratos de bloques cerámicos (Pagnussat, 2013).

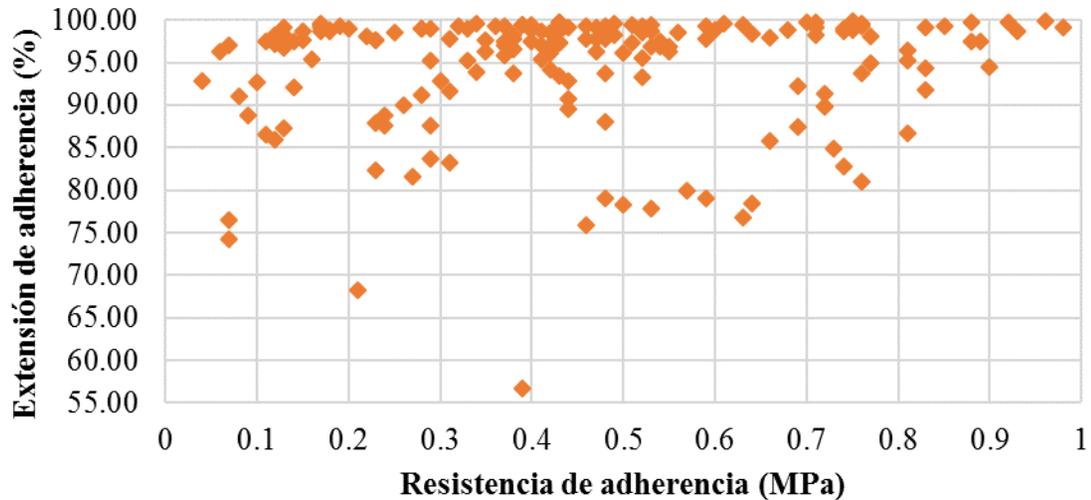


Figura 7. Extensión de adherencia x resistencia de adherencia.

La influencia del tiempo abierto del mortero (tiempo entre el mezclado del mortero con agua y su aplicación) en la resistencia y la extensión de adherencia de las placas cerámicas fue evaluada en los morteros AC II y AC III y mostró ser significativa. Se usó el tiempo abierto de 5 minutos y de 20 minutos. La resistencia de adherencia disminuyó cerca de 10% y la extensión de adherencia disminuyó entre 40 y 50%, según se ve en la Figura 8.

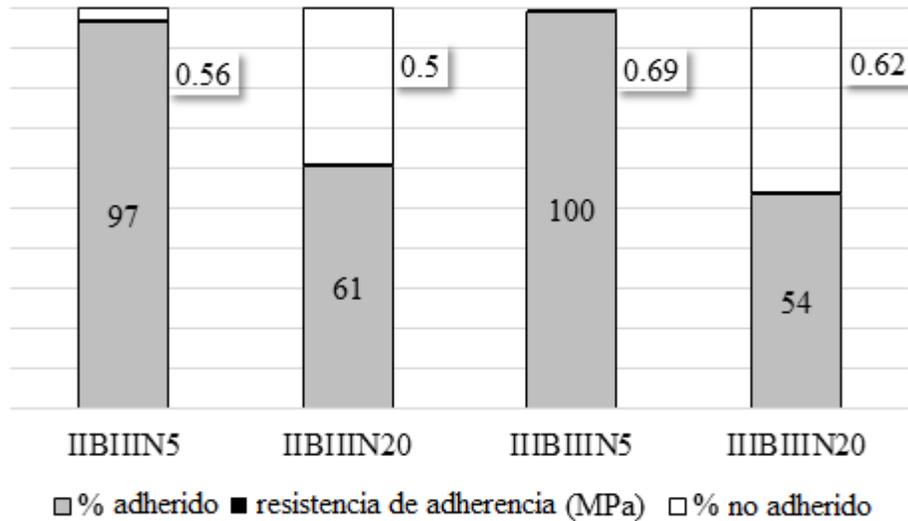


Figura 8. Extensión de adherencia en función del tiempo abierto de los morteros.

En la Figura 9 se observa la pérdida de extensión de adherencia típica de la aplicación de la placa cerámica pasado un tiempo excesivo de espera, que resulta en la pérdida de extensión de adherencia y disminución de la resistencia de adherencia a tracción. El fenómeno ocurre por aumento de la rigidez de los bordes del mortero, que impide su esparcimiento durante la aplicación de la placa cerámica.

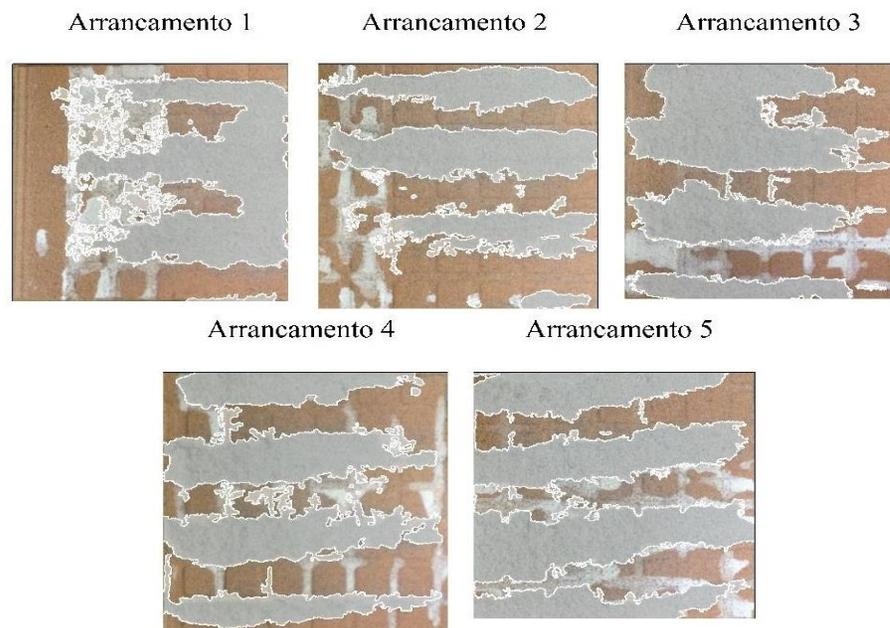


Figura 9. Extensión de la adherencia típica de asentamiento de la placa cerámica pasado el tiempo excesivo de espera.

4. CONSIDERACIONES FINALES

A través del análisis de los resultados de los ensayos realizados, se puede observar que:

- Para los morteros de pega utilizadas, todas a base de cemento Portland, la condición de curado es la variable con mayor significancia en los resultados de resistencia de adherencia a tracción, seguida por el tipo de mortero de pega. Tal hecho llama la atención para las diferencias de curado típicas del proceso de aplicación de placas cerámicas en fachadas, donde las piezas son sometidas a diferencias importantes de temperatura y humedad, así como del eventual mojado según las precipitaciones durante el período de curado. El curado normal (ambiente de laboratorio con temperatura de $23 \pm 2^\circ\text{C}$ y humedad relativa del aire de $60 \pm 5\%$) presentó los mejores resultados, y fue la única condición de curado en que los morteros de pega en estudio fueron aprobados en los conjuntos de ensayos previstos en las normas;
- Las características de la placa cerámica, en función de la permeabilidad, no influyeron significativamente en la resistencia de adherencia del sistema, en un análisis en conjunto de todos los resultados. Entre tanto, se considera un determinado tipo de mortero de pega y una condición de curado específico, el aumento en la absorción de agua de la placa cerámica implica una disminución de resistencia de adherencia;
- No hay relación estadísticamente significativa entre la extensión de adherencia y la resistencia de adherencia de las placas cerámicas;
- El tiempo de espera entre la mezcla del mortero de pega con agua y su aplicación ejerce gran influencia en la extensión de adherencia de la placa cerámica y disminuye su resistencia de adherencia. Este hecho alerta para la necesidad de especificación de tiempos máximos de aplicación de morteros de pega, que deben ser controlados durante la aplicación;
- Considerando los materiales utilizados, los únicos conjuntos que alcanzaron la resistencia de adherencia a tracción mínima estipulada por la NBR 14.081-1 (ABNT, 2012) fueron el

IIBIIaN, IIBIIbN y el IIBIIIN, todos ejecutados con el mismo mortero de pega (AC II) y sometidos al mismo tipo de curado (normal).

5. REFERENCIAS

- Abreu, M., Leitão, V., Lucas, J. C. (2004), “*Modeling the Behavior of Ceramic Tile Coverings*”, VIII World Congress on Ceramic Tile Quality – Qualicer, Castellón: (España), p. 3.
- Antunes, G. R. (2010), “*Estudo de manifestaciones patológicas em revestimento de fachada em Brasília - sistematização da incidência de casos*”. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, p. 48.
- Asociación Brasileira de Normas Técnicas. NBR 9.778 (2005), “*Argamassa e concreto endurecidos – Determinación da absorción de agua, índice de vazios e massa específica*”, Rio de Janeiro, pp. 1-4.
- Barros, M. M. S. B.; Sabbatini, F. H. (2001), “*Produção de revestimentos cerâmicos para paredes de vedação em alvenaria: diretrizes básicas*”, (São Paulo, Brasil: EPUSP), p. 27.
- Bauer, R. (1995), “*Despedados em revestimentos cerâmicos, análises e recomendações*”, in: Simpósio brasileiro de tecnologia de morteros. ANTAC, Goiânia (Brasil), pp. 193-201.
- British Standards Institution (BSI). (2015), “*Wall and floor tiling – Part2: Design and installation of external ceramic, natural stone and mosaic wall tiling in normal conditions*”, Code of practice – BS5385-2. London, p. 36.
- Campante, E.D.; Baía, L.L. M. (2008), “*Proyecto e execução de revestimento cerâmico*”, (São Paulo, Brasil: O Nome da Rosa), pp. 87-90.
- Cnew, M. Y. L. (1992), “*The Study of Adhesion Failure of Wall Tiles*”, Building and Environment, v 27, n°4, pp. 493-499.
- Consoli, O. J. (2006), “*Análise da Durabilidade dos Componentes das Fachadas de Edifícios, Sob a Ótica do Proyecto Arquitetônico*”, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina, p. 96.
- Goldberg, R. P. (1998), “*Direct adhered ceramic tile, stone and thin brick facades*”, Technical design manual. (USA: Laticrete International), p. 117.
- Mansur, A. A. P. (2007), “*Mecanismos Físico-Químicos de Adherencia na Interface Argamassa Modificada com Polímeros/Cerâmica de Revestimento*”, Tese de Doutorado, Universidade Federal de Minas Gerais, p. 3.
- Mansur, A. A. P.; Do Nascimento, O. L.; Mansur, H. S. (2012), “*Mapeamento de Patologias em Sistemas de Revestimento Cerâmico de Fachadas*”, Construindo, v. 4, n. 01, p. 64.
- Moura, C.B. (2007), “*Adherencia de revestimentos externos de morteros em sustratos de concreto: influência das condições de temperatura e ventilação na cura do chapisco*”, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, p. 29.
- NBR 13.276 (2005), “*Argamassa para asentamiento e revestimento de paredes e tetos – Preparo da mistura e Determinación do índice de consistência*”, Rio de Janeiro, pp. 1-3.
- NBR 13.277 (2005), “*Argamassa para asentamiento e revestimento de paredes e tetos – Determinación da retenção de agua*”, Rio de Janeiro, pp. 1-3.
- NBR 13.279 (2005), “*Argamassa para asentamiento e revestimento de paredes e tetos – Determinación da resistencia a tracción na flexão e a compressão*”, Rio de Janeiro, pp. 1-9.
- NBR 13.817 (1997), “*Placas cerâmicas para revestimento – Clasificación*”, Rio de Janeiro, pp. 1-2.
- NBR 13.818 (1997), “*Placas cerâmicas para revestimento – Especificación e métodos de ensayo*”, Rio de Janeiro, pp. 11-13.

- NBR 14.081-1 (2012), “*Argamassa colante industrializada para asentamiento de placas cerámicas – Parte 1: Requisitos*”, Rio de Janeiro, pp. 1-5.
- NBR 14.081-2 (2012), “*Argamassa colante industrializada para asentamiento de placas cerámicas – Parte 2: Execução do substrato-patrón e aplicación da argamassa para ensayos*”, Rio de Janeiro, pp. 1-9.
- NBR 14.081-3 (2012), “*Argamassa colante industrializada para asentamiento de placas cerámicas – Parte 3: Determinación do tempo em aberto*”, Rio de Janeiro, pp. 1-6.
- NBR 14.081-4 (2012), “*Argamassa colante industrializada para asentamiento de placas cerámicas – Parte 4: Determinación da resistencia de adherencia a tracción*”, Rio de Janeiro, pp. 1-7.
- NBR 14.081-5 (2012), “*Argamassa colante industrializada para asentamiento de placas cerámicas – Parte 5: Determinación do deslizamento*”, Rio de Janeiro, pp. 1-6.
- NBR 14.086 (2004), “*Argamassa colante industrializada para asentamiento de placas cerámicas – Determinación da densidade de massa aparente*”, Rio de Janeiro, pp. 1-2.
- NBR 15.259 (2005), “*Argamassa para asentamiento e revestimiento de paredes e tetos – Determinación da absorción de agua por capilaridad e do coeficiente de capilaridad*”, Rio de Janeiro, pp. 1-3.
- NBR 15.261 (2005), “*Argamassa para asentamiento e revestimiento de paredes e tetos – Determinación da variación dimensional (retracción ou expansão linear)*”, Rio de Janeiro, pp. 1-6.
- Pagnussat, D. T. (2013), “*Efeito da temperatura de queima de blocos cerámicos sobre a resistencia de adherencia a tracción de revestimientos de argamassa*”, Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, p. 161.
- Ribeiro, F. A. (2006), “*Especificación de Juntas de Movimentación em Revestimientos Cerámicos de Fachadas de Edifícios: Levantamento do Estado da Arte*”, Dissertación de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, pp. 43-45.
- RILEM Technical Committees. RILEM TC 116 PCD (1999), “*Permeability of concrete as a criterion of its durability*”, Materials and Structures, v. 32, pp. 174-179.
- Saraiva, A. G.; Bauer, E.; Bezerra, L. M. (2001), “*Análise das tensiones entre argamassa colante e placas cerámicas submetidas a esforços de natureza térmica*”, Revista Ambiente Construído, v. 2, n. 2, pp. 47-56.



Influencia del espesor del recubrimiento de elementos de hormigón armado expuestos a procesos de corrosión y sometidos a cargas externas

R. S. Meneses¹, J. M. Moro¹, R. R. Aveldaño¹, N. F. Ortega¹

¹Departamento de Ingeniería, Universidad Nacional del Sur, Bahía Blanca, Argentina.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v6i2.134>

Artículo recibido el 02 de febrero de 2016, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 11 de Abril de 2016. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el primer número del año 2017 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del tercer número del año 2016.

© 2016 ALCONPAT Int.

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 6, No. 2, Mayo – Agosto 2016, es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A.C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Página Web: www.revistaalconpat.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, fecha de última modificación: 30 de mayo de 2016.

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.

RESUMEN

Al realizar estudios sobre corrosión en hormigón armado, es importante considerar en los ensayos, la acción de cargas externas, pues esta situación es la más frecuente en las estructuras. En este trabajo, se presentan los resultados obtenidos al exponer a un proceso de corrosión acelerada, a vigas de hormigón armado sometidas a esfuerzos flexionales, materializadas con cargas, que generan iguales tensiones de tracción en las armaduras corroídas. Las vigas se fabricaron con diferentes espesores de recubrimiento de las armaduras y con un hormigón de resistencia característica 25 MPa. Este estudio pone en evidencia la influencia del espesor de recubrimiento de las armaduras, sobre el proceso de corrosión y su manifestación externa (fisuración del recubrimiento), frente a las mismas sollicitaciones mecánicas.

Palabras claves: corrosión de armaduras traccionadas; recubrimiento; fisuración.

ABSTRACT

When carrying out corrosion studies on reinforced concrete, it is important to consider the action of external loads in the tests, as this situation is the most frequent in the structures. In this work, we show the results obtained from exposing beams of reinforced concrete subjected to flexional effects, materialized with loads that generate equal tensile stress on the corroded reinforcement, to an accelerated corrosion process. The beams were manufactured with different coating thicknesses on the reinforcement and with a concrete of 25 MPa characteristic resistance. This study evidences the influence of the coating thickness of the reinforcement on the corrosion process and its external manifestation (cracking of the coating), compared with the same mechanical requests.

Keywords: corrosion of tensile reinforcement; coating; cracking.

RESUMO

Ao realizar estudos sobre corrosão em concreto armado, é importante considerar nos ensaios a ação de cargas externas, pois esta situação é mais frequente nas estruturas. Neste artigo apresentam-se os resultados obtidos ao expor vigas de concreto armado a um processo de corrosão acelerada, submetidas a esforços de flexão materializados com cargas que geram tensões constantes de tração nas armaduras corroídas. As vigas foram elaboradas com diferentes espessuras de cobertura das armaduras e com um concreto de resistência característica de 25MPa. Este estudo coloca em evidência a influência da espessura de cobertura das armaduras, sobre o processo de corrosão e sua manifestação externa (fissuração do cobertura), frente às mesmas sollicitações mecânicas.

Palavras-chave: corrosão de armaduras tracionadas; cobertura; fissuração.

Autor de contacto: Romina S. Meneses (romina.meneses@uns.edu.ar)

1. INTRODUCCIÓN

El hormigón es el material más empleado en la construcción, en el mundo. Las estructuras realizadas con este material, poseen una cierta vida útil, donde los procesos que provocan su degradación, afectan a la estética y, principalmente, a sus prestaciones funcionales, poniéndose en evidencia con la aparición de manchas, fisuras, desprendimientos del recubrimiento, etc.

Una de las patologías que se presentan, más habituales, en estructuras de hormigón armado o pretensado, es la corrosión de sus armaduras metálicas. El acero de las armaduras está protegido de la corrosión por una capa pasiva de productos de hidratación del cemento, conformando un ambiente alcalino. Sin embargo, en ambientes marinos, los iones cloruro se acumulan en la superficie del hormigón y penetran lentamente hacia su interior, hasta llegar a las armaduras metálicas, tal que, a partir de cierta concentración disuelven la capa que pasiva al acero y se activa un proceso de corrosión. Estos productos de corrosión poseen un volumen muy superior al acero del cual se originan; primeramente, se alojan en la estructura de poros del hormigón y una vez que la misma se colmata, comienzan a producirse tensiones internas, (Peralta, 2009) que terminan generando fisuras en el recubrimiento (Alonso, 1996; Andrade, 1993).

Estas fisuras del recubrimiento favorecen el avance del deterioro de las estructuras afectadas, debido a que permiten el ingreso de agentes externos (cloruros, agua y oxígeno) hacia las armaduras, provocando una disminución de la sección del acero y afectando a la adherencia entre ambos materiales (Al-Sulaimani, 1990; Almusallam, 1996; Rodríguez, 1993). De esta manera, a medida que avanza el deterioro, disminuye el momento resistente del elemento estructural afectado, teniendo consecuencias negativas en la capacidad portante y en la vida útil de la estructura afectada (Melchers, 2001; Rodríguez, 1996; Rodríguez, 1998; Torres-Acosta, 2007).

Existen una serie de factores que controlan el proceso de fisuración del recubrimiento (Alonso, 1998), entre ellos, se destacan: el ambiente al que está expuesta la estructura (Aveldaño, 2011) y las propiedades del hormigón, desde el punto de vista de la resistencia mecánica del recubrimiento (Rodríguez, 1998), y también por la necesidad de poseer una estructura de poros que brinde estanqueidad; por ello, dentro de las propiedades del hormigón, la absorción capilar (relacionada con la estructura de poros) juega un papel muy importante, lo que ha llevado a que diversos países dicten normas que fijan valores máximos para ella (Instituto Argentino de Normalización y Certificación, 2005). En trabajos anteriores, realizados en el laboratorio donde se materializaron estas investigaciones (Schierloh, 2001; Schierloh, 2003), con vigas elaboradas con distintos hormigones y libres de cargas externas, se estableció que la absorción capilar influye en la aparición de las primeras fisuras por corrosión y la evolución de los potenciales de corrosión, durante el tiempo de los ensayos de corrosión acelerada, no hallándose correlaciones significativas, entre el cuadro de fisuración producido por la corrosión, con el comportamiento electroquímico registrado durante los ensayos. Otros factores a considerar en el proceso corrosivo y sus efectos, están relacionados con la forma en que está distribuida la armadura de la estructura (Aveldaño, 2009; Hariche, 2012) y las sollicitaciones mecánicas a que están sujetas las armaduras en proceso de corrosión que, inevitablemente, están asociados con el estado tensional del hormigón que las circunda (Aveldaño, 2013).

Con relación al estado tensional de las armaduras se puede decir que introduce una cierta incertidumbre en los procesos corrosivos y sus consecuencias. Pese a la importancia del tema que, en el caso de las armaduras sometidas a esfuerzos de tracción, se puede llegar a originar el fenómeno conocido como “corrosión bajo tensión”, pero son escasas las investigaciones en estructuras de hormigón. No obstante, en los últimos años han aparecido algunos trabajos (Calabrese, 2013; Elfergani, 2012; Fumin, 2011; Ortega, 2011). Pese a que las estructuras de hormigón armado, en servicio, normalmente se corroen bajo cargas estáticas y/o dinámicas (por ejemplo, en puentes), sin

embargo, se han realizado pocas investigaciones, en comparación con las que analizan a las estructuras en proceso de corrosión, en ausencia de cargas externas. El comportamiento que se espera de una estructura que está sometida a los efectos de la corrosión y en simultáneo bajo la acción de cargas externas (tanto estáticas, como dinámicas), es distinta la evolución de la corrosión que sino están actuando estas cargas, por estos motivos, algunas investigaciones fueron destinadas al estudio de esta temática; (Hariche et al., 2012), estudiaron vigas de hormigón armado expuestas a corrosión acelerada, donde los principales parámetros que variaron en sus investigaciones fueron la disposición de las armaduras y la magnitud de las cargas externas (Hariche et al., 2012; Yu et al., 2015), analizaron la evolución de la corrosión y la fisuración en vigas fisuradas bajo la acción constante de cargas externas y expuestas en cámara salina, realizando dos conjuntos de vigas con distintas direcciones de colada, en relación a la armadura de tracción. (Linwen, 2015 y Malumbela et al, 2009), estudiaron vigas bajo corrosión acelerada con cargas aplicadas muy inferiores a las de rotura, donde se monitoreaba la variación de la profundidad del eje neutro, la curvatura y el momento de inercia de ellas.

En este trabajo se presentan los resultados de ensayos realizados en vigas de hormigón armado con diferentes espesores de recubrimiento, sometidas a un proceso de corrosión acelerada y bajo la acción de cargas externas estáticas. Dichos ensayos tienen como objeto evaluar el comportamiento de las mismas, desde el punto de vista de la corrosión de sus armaduras y sus efectos externos (fisuración del recubrimiento del hormigón) e internos (potenciales de corrosión). En esta temática se ha trabajado mucho en vigas sin cargas externas, no habiéndose encontrado trabajos análogos al presentado en esta publicación.

2. PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL

2.1 Materiales utilizados

Los materiales utilizados en las mezclas del hormigón fueron los siguientes:

- Cemento: se usó Cemento Portland Normal (CPN40) proveniente de una fábrica ubicada en la Provincia de Buenos Aires (zona central de Argentina).
- Agregado fino: constituido por arena natural silícea procedente de un yacimiento ubicado al sur de la Provincia de Buenos Aires, que cumple con las especificaciones de calidad dadas por la Norma IRAM 1627. (Instituto Argentino de Normalización y Certificación, 1997)
- Agregados gruesos: constituido por canto rodado cuyo Tamaño Máximo Nominal era 25 mm, que cumple con los límites granulométricos indicados en la Norma IRAM 1627. (Instituto Argentino de Normalización y Certificación, 1997)

El hormigón fue elaborado con una relación agua/cemento (a/c) de 0,50, valor adoptado por la normativa argentina (Instituto Argentino de Normalización y Certificación, 2005), para estructuras resistentes que se encuentren a más de 1 Km de la costa, en zona influenciada por vientos con sales marinas. Un detalle de la dosificación usada se muestra en la Tabla 1.

Tabla 1. Composición y características del hormigón

Materiales constitutivos	Kg/m ³ de hormigón
Cemento Portland Normal	350
Agregado fino (arena natural silícea)	895
Agregado grueso (canto rodado)	920
Agua potable de red	190
Relación agua/cemento	0,50

2.2 Elaboración de muestras

Se fabricaron 4 vigas de hormigón armado en las que se varió la relación recubrimiento / diámetro de las barras, para simular distintos grados de protección de las armaduras, y se moldearon probetas cilíndricas, con el objeto de caracterizar su comportamiento mecánico (compresión y tracción) y físico (ensayo de absorción capilar).

Las vigas poseían una sección de 8 x 16 cm y 220 cm de longitud, la armadas longitudinales eran barras de acero corrugado de dureza natural (ADN 420, IRAM-IAS U 500-528) (Instituto Argentino de Normalización y Certificación, 1989), que es el acero usado en la construcción en Argentina, con un diámetro de 4,2 mm (dos barras en la cara superior y dos en la inferior), y estribos cerrados de acero liso de diámetro: 2,1 mm, separados cada 10 cm, con un recubrimiento que varió entre 10 mm y 25 mm. Debe aclararse, que la elección de los diámetros usados en el ensayos, se debió a la intención de mantener la semejanza geométrica de las vigas de laboratorio (en el orden de 1/3 del tamaño de la estructura real), con vigas empleadas en construcciones reales, para lo cual, se usaron barras comercialmente disponibles en este país. En la Tabla 2 se presentan las características de las armaduras.

Tabla 2. Características de las armaduras

	Tipo de acero	Diámetro (mm)	Límite Elástico (MPa)	Tensión de Rotura (MPa)
Armadura Longitudinal	Dureza Natural	4 x 4,2	680	690
Estribos	Liso	2,1	640	640

El hormigón fue colado en los encofrados y vibrado mecánicamente, humectándolo durante los primeros 7 días. Posteriormente, el fraguado continuó en ambiente de laboratorio (temperatura $\approx 20^{\circ}\text{C}$, humedad relativa $\approx 50\%$) por aproximadamente 60 días. También se elaboraron probetas cilíndricas de hormigón (15 x 30 cm), empleadas en los ensayos físicos de capacidad y velocidad de succión capilar (IRAM 1871) (Instituto Argentino de Normalización y Certificación, 2005) y mecánicos: resistencia a compresión (IRAM 1546) (Instituto Argentino de Normalización y Certificación, 1992) y a tracción indirecta (IRAM 1658) (Instituto Argentino de Normalización y Certificación, 1992). Se moldearon y curaron de acuerdo con la norma IRAM 1534 (Instituto Argentino de Normalización y Certificación, 1985).

2.3 Proceso de corrosión acelerada

A los efectos de solicitar con esfuerzos de tracción, a las armaduras superiores (que serían las que posteriormente iban a ser sometidas a un proceso de corrosión acelerada), se colocaron cargas en los extremos de las vigas, siendo adoptada como área a corroer una zona intermedia, dejando voladizos en los dos laterales. En la Figura 1, se aprecia el esquema estructural adoptado. La zona comprendida entre los apoyos, posee una sollicitación a flexión casi constante, por ello, toda la zona de las barras afectadas por la corrosión, está sometida a una tensión prácticamente de igual intensidad, al estar sometidas en cada caso, a su peso propio, más la acción de distintas cargas que variaron desde 90 kg a 100 kg.

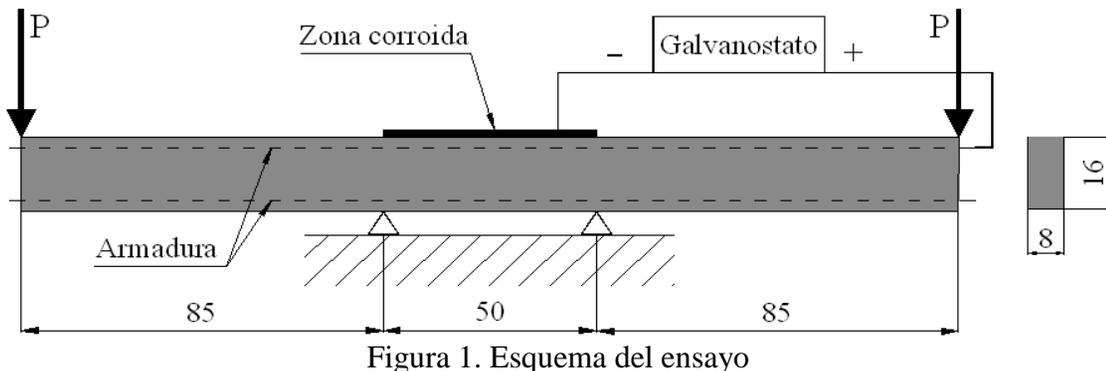


Figura 1. Esquema del ensayo

Los elementos fueron sometidos a corrosión acelerada por aproximadamente 160 días, mediante la aplicación de una corriente impresa externa, provista por un galvanostato, conectado entre un extremo expuesto de armadura superior (ánodo) y un contraelectrodo (cátodo) formado por una malla de acero inoxidable (de 50 cm de largo e igual ancho que la viga), ubicado en su cara superior. Sobre el mismo se dispuso una esponja (de iguales dimensiones), que se mantuvo humectada con una cantidad controlada de una solución acuosa con 0,3 % (en peso) de cloruro de sodio (NaCl) (3 g NaCl / litro agua). Previo a conectar el galvanostato, durante 2 días se inició la humectación de la zona central, a los efectos de asegurar que todo el recubrimiento tenga la humedad necesaria para permitir la circulación de la corriente. Con el fin de tener una humectación controlada (reduciendo la evaporación), se las cubrió con una placa de acrílico y luego una cobertura de nylon. La densidad de corriente aplicada fue de $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, que es alrededor de diez veces la medida en estructuras de hormigón armado altamente corroídas (Rodríguez, 1993), fue elegida por haberse adoptado en investigaciones de distintos grupos que trabajan en el tema (Acosta, 1998; Alonso, 1994; Alonso, 1998; Aveldaño, 2011), con el fin de que al finalizar el proceso en estudio se obtengan penetraciones de la corrosión superiores a 0,30 mm en las barras, en un tiempo prudencial.

Es interesante aclarar que con este método empleado para lograr una corrosión acelerada, el proceso de corrosión se inicia simultáneamente en todas las vigas al conectarlas al galvanostato, independientemente del recubrimiento que tengan. Por ello, lo que se está estudiando, en este trabajo, es el proceso de corrosión y los síntomas que genera el mismo a partir de la aplicación de la corriente exterior. Lógicamente, en estructuras existentes, afectadas por un ambiente con cloruros, las armaduras que tienen un mayor recubrimiento, tardan más tiempo en despasivarse (inicio de la corrosión) y este proceso que antecede a la corrosión es estudiado por investigadores que trabajan en penetración de cloruros y en carbonatación, líneas de investigación distintas a la de este trabajo. En el análisis presentado en este trabajo, se trata de representar el período posterior a la iniciación (denominado período de propagación de la corrosión). Los dos períodos mencionados, son los estudiados y definidos por Tuutti (Tuutti, 1982), en su conocido diagrama de vida útil de las estructuras de hormigón armado en función de la corrosión de sus armaduras.

Se supone que las armaduras afectadas por la corrosión, poseen una superficie de 162 cm^2 (determinada por los 50 cm centrales de las barras y por los 6 estribos que están ubicados en esta zona, suponiendo que la corrosión se extendiese hasta una longitud en la rama vertical de los estribos de 1 cm). Para suministrar una densidad de corriente de $100 \mu\text{A} / \text{cm}^2$, los galvanostatos proveyeron una intensidad de corriente de 16,2 mA. Al finalizar el ensayo se descubrieron las armaduras, observándose un ataque no uniforme, con presencia de picaduras (lo que indica que los cloruros actuaron sobre la superficie de las barras) y se estableció que en la armadura longitudinal, la corrosión había sobrepasado los 50 cm centrales, en un par de centímetros a cada lado de esta zona

(hasta donde llegó la humedad en el recubrimiento), con una profundidad de corrosión muy pequeña (se veía claramente el corrugado de las barras) y, con menor extensión, algo similar ocurrió con los estribos

En la Tabla 3 se identifican las vigas ensayadas, de acuerdo a la relación espesor del recubrimiento / diámetro de las armaduras adoptado en cada viga (r/ϕ) y la carga aplicada (P), cuya magnitud se varió de forma tal de producir la misma tensión en las armaduras traccionadas en todos los casos. Los análisis se realizaron empleando esta relación, como ocurre en mucha de la bibliografía del tema y no con el recubrimiento solo, a los efectos de generalizar los resultados obtenidos. Por otra parte, es interesante recordar que independientemente del recubrimiento empleado, mientras se mantenga una misma relación r/ϕ , el proceso de fisuración será prácticamente idéntico. En (Peralta M. H. et al., 2006) puede verse un estudio numérico donde se establece la evolución de las tensiones en distintos lugares del recubrimiento de hormigón, previo a la fisuración, determinándose la pertinencia de realizar el análisis empleando esta relación.

Tabla 3. Denominación de las vigas

Denominación	Relación recubrimiento/diámetro (r/ϕ)	Carga aplicada (P) (Kg)
V90	6,0	90
V93	4,8	93
V96	3,6	96
V100	2,4	100

2.4 Determinaciones realizadas durante los ensayos

Primeramente se cargaron las vigas y previo al inicio de la humectación, se midió la fisuración inicial por flexión. El seguimiento de la superficie de las vigas, se realizó observándolas diariamente y registrando el momento de aparición de las primeras manchas y de las primeras fisuras por corrosión. A partir del surgimiento de estas primeras fisuras, se efectuó periódicamente la medición del ancho (por comparación con una reglilla graduada, con una división mínima de 0,05 mm (ver Figura 2) y del largo de las mismas (con una regla graduada, que posee una precisión del milímetro). Esta tarea se efectuó para hallar los anchos máximos de fisura y las áreas de fisuración, que se obtienen como la sumatoria de los largos de cada fisura, multiplicado por su respectivo ancho.

Paralelamente, se registraron los potenciales de corrosión, con el fin de efectuar un seguimiento electroquímico del proceso de corrosión (Figura 3), de acuerdo a un procedimiento normalizado (American Society for Testing and Materials, 1980). Éstos se midieron con un voltímetro marca CANIN (PROCEQ), empleando un electrodo de referencia de Cobre – Sulfato de Cobre (CSC), especialmente construido para realizar mediciones en estructuras de hormigón. Los potenciales de corrosión en los 50 cm centrales de la zona central afectada por corrosión, se determinaron en 5 puntos equidistantes promediándose el valor de los mismos.



Figura 2. Medición del ancho de una fisura generada por corrosión acelerada.

Antes de comenzar las mediciones, se humectó durante 2 días, hasta alcanzar una humectación constante, con la mencionada solución de NaCl al 0,3 % en peso, y posteriormente, se aplicó galvanostáticamente una densidad de corriente constante durante todo el ensayo. Bajo estas condiciones, se siguió durante todo el ensayo, la evolución del Potencial de Corrosión en diversos puntos característicos de la viga (sobre las zonas seca y húmeda, en coincidencia o no con estribos). Todas las mediciones se realizaron desconectando previamente el galvanostato, y se humedecía el hormigón en las zonas donde se realizarían posteriormente las determinaciones, de tal manera que las mediciones de los potenciales se estabilicen rápidamente. Este proceso de humectación, habitualmente, duró un par de horas.

La penetración teórica del ataque a las barras se determinó a partir de la ley de Faraday (Alonso, 1998), suponiendo una corrosión uniforme de las armaduras, por ello, se puede decir que la penetración determinada es un valor medio, y puede estimarse mediante la expresión:

$$x = 0,0116 i_{\text{corr}} t \quad (1)$$

Dónde:

x: profundidad del ataque [mm];

0,0116: factor de conversión de unidades;

i_{corr} : densidad de corriente de corrosión [$\mu\text{A}/\text{cm}^2$]

t: duración del ataque [años].

Esta profundidad de ataque medio en las barras, se obtiene a través de la velocidad de corrosión, que está representada por la i_{corr} , que es mantenida constante por el galvanostato.

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1 Caracterización

En la Tabla 4 se puede apreciar un detalle de los resultados obtenidos en los ensayos de caracterización de las propiedades del hormigón.

Tabla 4. Características del hormigón empleado en las vigas ensayadas

Compresión (MPa)	Tracción Indirecta (MPa)	Capacidad de Succión Capilar (g/m ²)	Velocidad de Succión Capilar (g/m ² .s ^{1/2})
27,0	2,5	2.773	3,45

De acuerdo a los resultados obtenidos experimentalmente, la velocidad de succión capilar, es inferior a 4 g/m².s^{1/2}, valor máximo de velocidad de succión capilar permitido por la normativa argentina (Instituto Argentino de Normalización y Certificación, 2005), por ello, el hormigón resulta adecuado para estructuras ubicadas en ambientes con presencia de cloruros.

3.2 Seguimiento electroquímico

En la Figura 3 se muestra el comportamiento electroquímico de las armaduras, donde se graficó la evolución de los potenciales de corrosión, representándose el promedio de las mediciones obtenidas en 5 puntos ubicados en la zona central afectada por corrosión, en cada una de las 4 vigas ensayadas. En el eje de las abscisas hay dos escalas, una representada por el tiempo transcurrido desde que comenzó el ensayo y en la parte superior de esta figura, se colocó la penetración teórica del ataque, que es un valor medio fijado con la ley de Faraday (Ecuación (1)), aplicado a las pérdidas de material en las armaduras ubicadas en la zona central de las vigas.

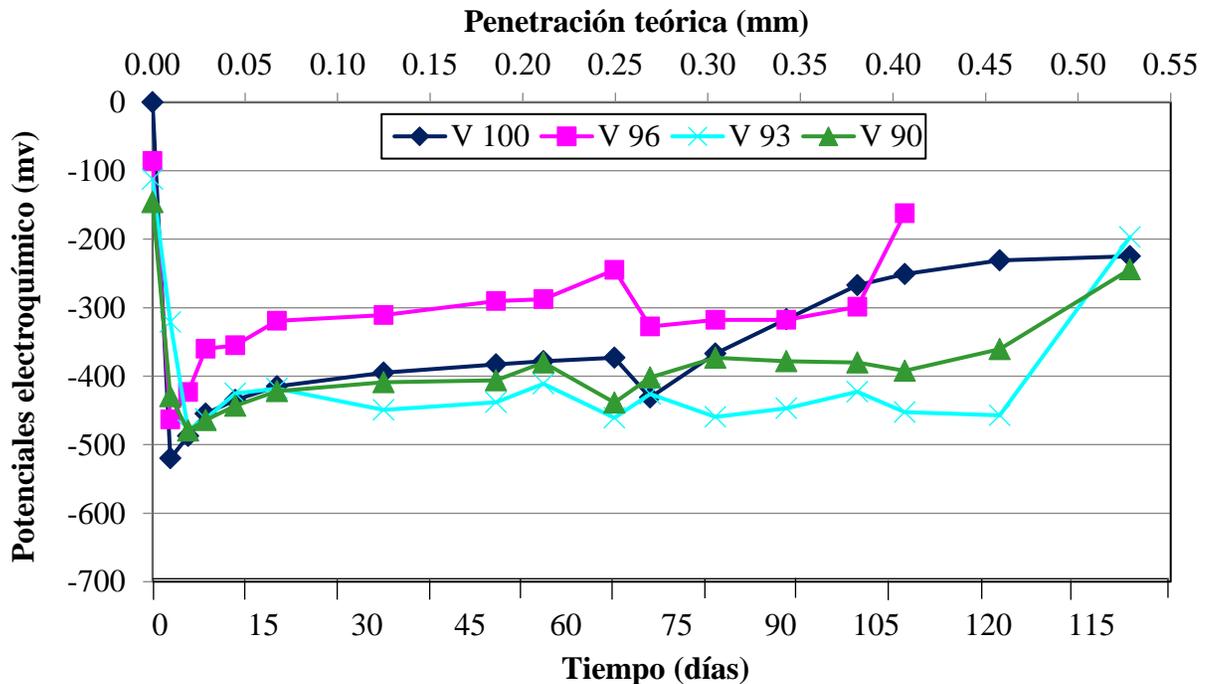


Figura 3. Potenciales de corrosión promedio (zona humectada), en función de la penetración teórica y del tiempo

Cabe acotar, que si bien el ensayo se prolongó por aproximadamente 160 días, al arribar a los 140, la viga V96 llegó al colapso (Figura 4), debido a una importante reducción de la sección transversal de su armadura, producida por la profundidad de las picaduras generadas por la corrosión. Mientras que la viga V100 rompió a los 160 días, momento en el que se dio por

finalizado los ensayos. Esto indica que el proceso corrosivo como es sabido, afecta la vida residual del elemento estructural afectado, pero que en particular, las picaduras, pueden disminuirla aún más.



Figura 4. Viga V96 luego del colapso.

El comportamiento electroquímico analizado en las cuatro vigas, a través del seguimiento de sus potenciales de corrosión, mostró que en el transcurrir de los primeros 5 días, desde que se conectó el proceso de corrosión acelerada, se llegó al valor mínimo de potencial, donde las vigas con menor recubrimiento (V96 y V100) fueron las que completaron primero su período de activación (con potenciales mínimos entre -478 y -531mV). Posteriormente, se aprecia un aumento de estos potenciales que se lo puede considerar como un proceso de pseudo-pasivación, que es acompañado por la generalización de la fisuración (ver Figura 5), que fue similar en todas las vigas, aunque los potenciales de las dos vigas con menores relaciones recubrimiento / diámetro de armaduras son algo superiores a las otras dos, por lo que se puede decir que están más pasivadas, debido a que tienen una mayor facilidad de ingreso de oxígeno desde el exterior. Este proceso de mencionado, también se encontró en trabajos anteriores realizados en este laboratorio (Aveldaño, 2011; Aveldaño, 2013; Schierloh, 2001).

3.3 Seguimiento de las áreas de fisuración

Es sabido, que en estructuras de hormigón armado sometidas a flexión, cuando las tensiones, en la zona de tracción, superan la resistencia del hormigón, se generan fisuras, que son denominadas “fisuras por flexión”, identificables por su dirección transversal a la armadura principal de la viga. Esto es inevitable, existan o no problemas de corrosión. Si además, las armaduras están en proceso de corrosión el cuadro de fisuración se ve agravado, por cuanto se superponen ambos efectos: fisuras por flexión y por corrosión.

Debido a que los productos de corrosión poseen un volumen mayor que el material del que se originaron, generan presiones internas que hacen que parte de estos productos rellenen los poros del hormigón y otros salgan al exterior por las fisuras por flexión (si existen). A medida que avanza la corrosión y con la saturación de los poros, los óxidos producen tensiones que, al superar las tensiones de rotura por tracción del hormigón, éste se fisura en dirección longitudinal. Éstas son las que se denominan “fisuras por corrosión”. Es necesario aclarar que la división entre fisuras por flexión y por corrosión no es un concepto de muy clara definición, por cuanto, en la medida que evoluciona el proceso de corrosión el progreso de ambas se halla interrelacionado, pudiendo potenciarse mutuamente, como se aclara en el párrafo siguiente. La mencionada diferencia en la dirección de las fisuras, es lo que permite clasificarlas de esta manera.

La presencia de fisuras por flexión (cuando la carga es de magnitud suficiente como para generarlas), hace que se acelere la penetración de oxígeno, agua y cloruros hacia las armaduras,

favoreciendo así el proceso de corrosión de las mismas (ayudando al aumento de las áreas de fisuras por corrosión). Por otra parte, al disminuir la sección de las barras debido a la corrosión, el equilibrio interno de la sección hace que las fisuras por flexión aumenten. Además, al ser las fisuras por flexión vías de egreso al exterior, de una parte de los productos de corrosión, pueden llegar a crecer en espesor y longitud lo que podría incrementar aún más las áreas de fisuración por flexión. Es decir, el crecimiento total de la fisuración implica la disminución de la sección resistente de la viga (por la merma de sección de la armaduras y de la sección útil mecánicamente del hormigón), tal que, en caso de presentarse cargas cercanas a las de rotura del elemento, puede llegar la estructura al colapso, como ocurrió con la viga V96 a los 140 días del ensayo.

Desde que se aplicaron las cargas externas, se comenzaron a medir las fisuras. En la Figura 5 se muestra la evolución de las áreas de fisuración totales en cada viga; es decir, las obtenidas mediante la suma de las áreas de fisuración por flexión, más las de fisuración por corrosión (de igual dirección que la armadura principal de la viga). Cabe recordar, que se denomina área de fisuración a la sumatoria de los productos de la longitud por el ancho de cada fisura.

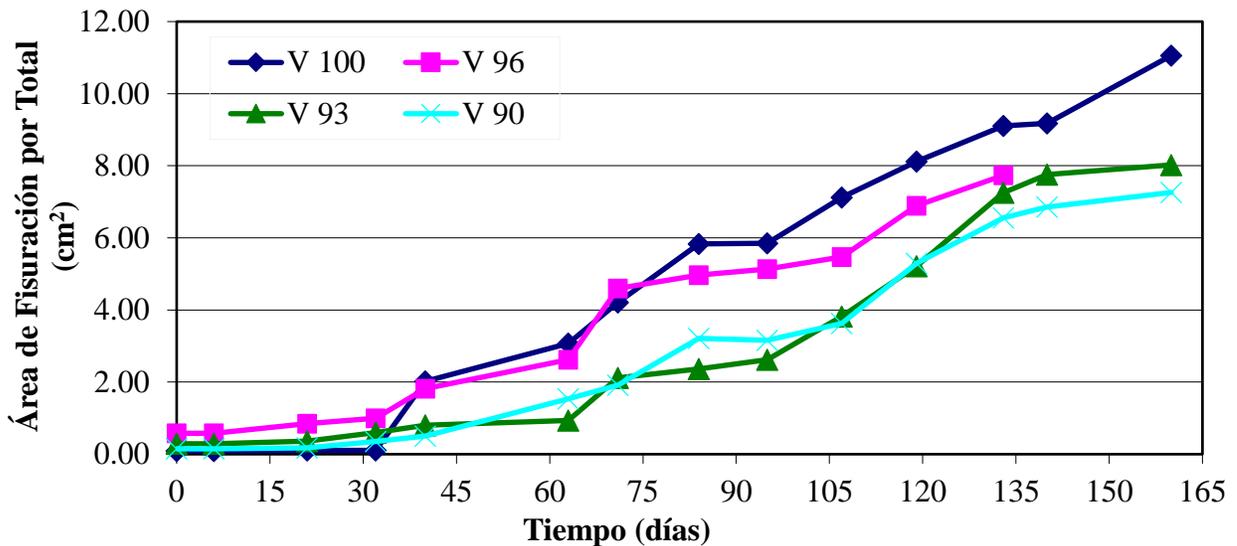


Figura 5. Área de fisuración total, en función del tiempo.

Como era previsible, el inicio de la fisuración por corrosión se manifestó más tarde en las vigas con mayor recubrimiento. Las vigas V90 y V93, tuvieron una evolución del área de fisuración total similar durante el tiempo del ensayo, teniendo en cuenta el grado de dispersión que habitualmente aparece en la mayoría de los trabajos experimentales; mientras que las vigas V96 y V100, mostraron un comportamiento diferenciado, con áreas de fisuración total superiores a las restantes vigas, esto se debe a que poseen una menor relación r/ϕ de las armaduras. Sin embargo, si se analiza por separado el área de fisuración por flexión (Figura 6), se observa que la viga V96 presentó valores muy superiores al resto; esto se aprecia claramente con el estado al que llegó dicha viga, donde el deterioro por corrosión se dio en mayor medida en la zona de las fisuras por flexión, mientras que el resto de las vigas, presentaron una fisuración más generalizada. Evidentemente, esta mayor fisuración inicial debida a la flexión, fue una importante vía de ingreso de los cloruros que llegaron hasta las armaduras, presentando la viga V96 las mayores áreas de fisuración total (Figura 5), durante los primeros 30 días del ensayo, luego su comportamiento estuvo dentro de lo esperado. Este comportamiento observado en la viga V96, explica su colapso previo al de la viga V100, y pone en evidencia, por un lado, la influencia de la menor relación r/ϕ de la viga V100, la cual,

teniendo la menor fisuración por flexión durante casi todo el ensayo, presentó una fisuración por corrosión superior al resto; y por otro lado, la importancia que tienen las fisuras por flexión en el deterioro de una estructura sometida a corrosión, como es el caso de la viga V96.

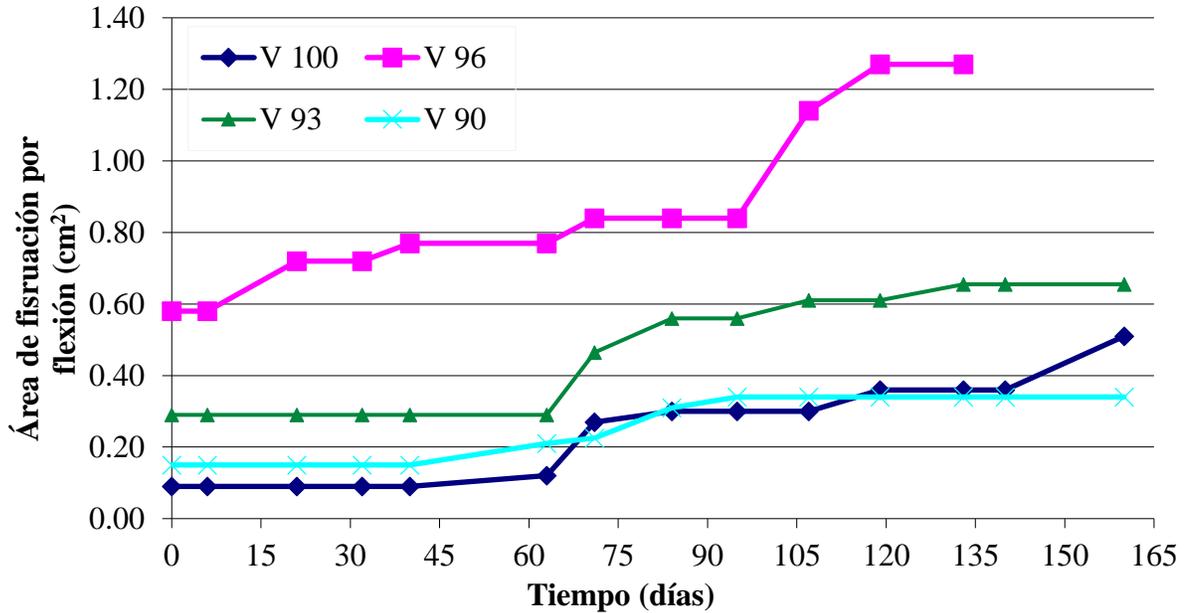


Figura 6. Área de fisuración por flexión, en función del tiempo.

Si bien en este trabajo se analiza el comportamiento frente a un proceso de corrosión de vigas con diferente relación r / ϕ de sus armaduras, las cuales están sometidas a la misma tensión, generada por cargas externas, se puede hacer una comparación de la evolución de la fisuración del recubrimiento observado, con el obtenido en otros trabajos realizados por el mismo grupo de investigación (Moro, 2012), en vigas hechas con hormigones de calidades similares a las de este trabajo, elaborados con o sin agregados reciclados de hormigón y sometidas al mismo proceso corrosivo, pero sin la aplicación de cargas externas. En este caso la viga patrón (sin agregado reciclado), cuenta con una relación r / ϕ de 2,4 y por lo tanto es comparable con la viga V100 del presente trabajo, y al realizar un análisis de regresión de las áreas de fisuración totales en ambas vigas, se puede observar que la pendiente es superior en V100 ($y = 0,074 x - 0,9502$) que en la viga patrón sin cargas externas ($y = 0,068 x - 0,7688$). Esto se debe a que la presencia de esfuerzos de tracción en V100 en las barras, generan fisuras por flexión, que facilitan el ingreso agentes agresivos del exterior, provocando una aceleración del proceso de corrosión.

En la Figura 7 se aprecia que la aparición de las primeras fisuras visibles por corrosión se demora (la Profundidad media de ataque es proporcional al tiempo, expresión (1)), en la medida que aumenta el espesor del recubrimiento (mayor relación r / ϕ). El incremento del espesor del recubrimiento hace que, se retrase la aparición de las primeras fisuras por corrosión (Figura 7) y su evolución sea más lenta (ver Figura 5) debido a que los elementos agresivos del exterior (cloruros, oxígeno y agua) tardan más en llegar hasta las armaduras. Esta situación, en el caso de armaduras traccionadas con menores relaciones r / ϕ , es preocupante, debido a que esa mayor profundidad de ataque en las barras, con menores síntomas externos (fisuración), encierra un riesgo importante, porque se disminuye el tiempo de aviso ante un colapso estructural, siendo más preocupante aún, si hay cloruros que generen picaduras. En la Figura 7, se incorporó además un punto correspondiente a la viga patrón (sin cargas externas y relación $r / \phi = 2,4$) del trabajo anteriormente mencionado

(Moro, 2012), donde se aprecia que es necesaria una mayor profundidad de ataque para la aparición de las primeras fisuras visibles.

La ecuación obtenida en la Figura 7 mediante un análisis de regresión ($y = a + b x$), puede compararse con la obtenida en otras investigaciones (Alonso, 1998) donde se utilizaron hormigones elaborados con relaciones agua / cemento entre 0,52 y 0,65, mientras que el resto de las condiciones del ensayo son similares, entre las que se destacan: un rango de variación de la relación recubrimiento / diámetro un poco más amplio que el adoptado en esta publicación, en ambos trabajos se colocaron estribos y se empleó la misma intensidad de corriente. Los resultados logrados en el trabajo citado, fueron: $a = 7,53$ y $b = 9,32$, con $R^2 = 0,92$. La pendiente de esta recta es muy inferior a la obtenida en el presente trabajo ($a = 13,71$), por lo tanto, se puede decir que, en las estructuras sometidas a cargas externas, se acelera la degradación generada por la corrosión de sus armaduras, aún para hormigones elaborados con una relación agua / cemento algo inferior a las de la referencia.

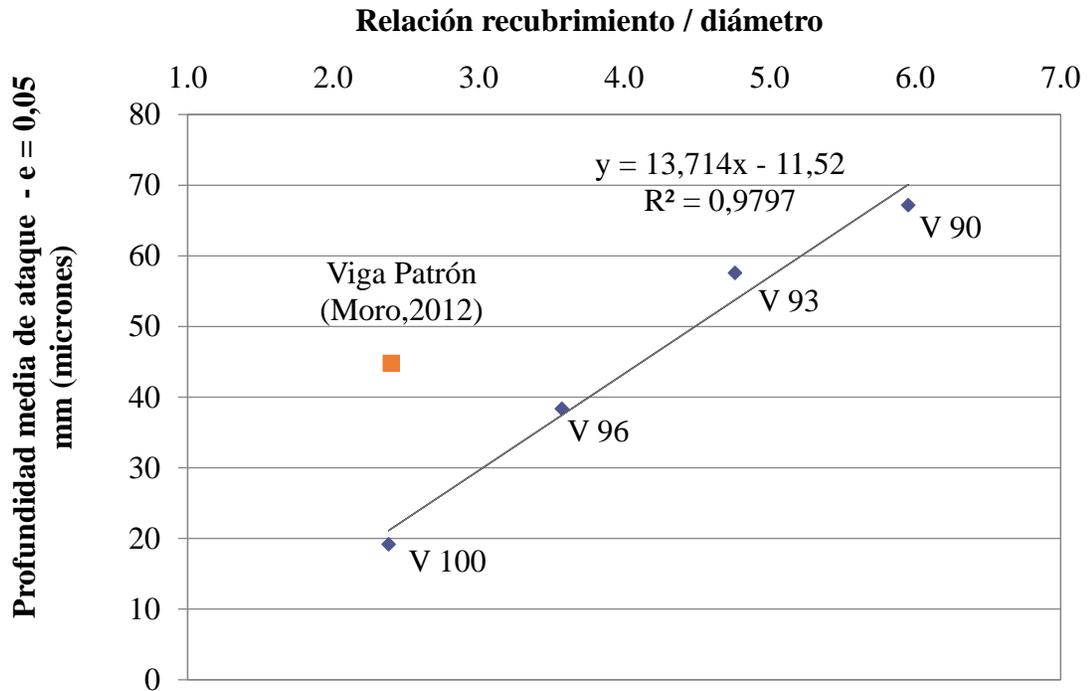


Figura 7. Relación entre la profundidad media de ataque a las armaduras que produjo la primera fisura visible ($e = 0,05$ mm) por corrosión y la relación recubrimiento / diámetro de la barra.

Una vez finalizado el ensayo, se descubrieron las armaduras, retirando sus recubrimientos. En la inspección visual de las mismas, pudo observarse que, debido a la acción de los cloruros (a pesar de la baja concentración adoptada), la corrosión sobre las barras en general no fue uniforme, sino que se observaron algunas zonas de corrosión localizada (picaduras), sin mostrar ningún patrón en particular. Sin embargo, en algunos casos se encontraron mayores picaduras en las zonas cercanas a las fisuras por flexión, como ocurrió en la viga V96, donde la sección de colapso, coincidió con una fisura por flexión.

3.4 Seguimiento de los Anchos Máximos de Fisuras

En la Figura 8, se muestra la variación del ancho máximo de fisuración, en función del Tiempo. Se puede observar, que el ancho máximo de fisuración, durante la mayor parte del ensayo, fue superior en la viga V96, por la influencia de la fisuración por flexión. En la evolución del resto de las vigas no se apreciaron grandes diferencias, debido a que la distribución de la fisuración se

desarrolló diferente en cada viga, ya sea en forma más generalizada o más localizada, sin generar diferencias evidentes entre las distintas muestras ensayadas.

Si se compara la evolución de los anchos máximos de fisuración con la de las áreas de fisuración (Figura 5), se puede ver que estas últimas son un indicador más representativo de la evolución general del deterioro, debido a que el ancho máximo es habitual que varíe de ubicación en la viga, durante el proceso de corrosión; además, suele evolucionar a saltos, en función de la aparición de nuevas fisuras que hacen que se redistribuyan las tensiones internas en el recubrimiento. Por ejemplo, en Figura 8 se aprecia, que la viga V90 es la que tiene mayor fisuración, entre los 40 y 90 días, cuando en realidad tendría que ser la que presentase los menores valores. Esta situación también se la encontró en otros trabajos (Aveldaño, 2009, Aveldaño, 2013). No obstante, se incluye esta figura debido a que en las normativas es común que se introduzcan limitaciones del ancho máximo de fisuras, por ello es usado como referencia en mucha bibliografía internacional. Cabe acotar que, habría que hacer investigaciones para normalizar el área de fisuración, para poder realizar comparaciones valederas entre distintas vigas deterioradas, por ejemplo, en función de la longitud del elemento afectado o del largo del área corroída, para luego establecer indicadores representativos del deterioro y limitarlo.

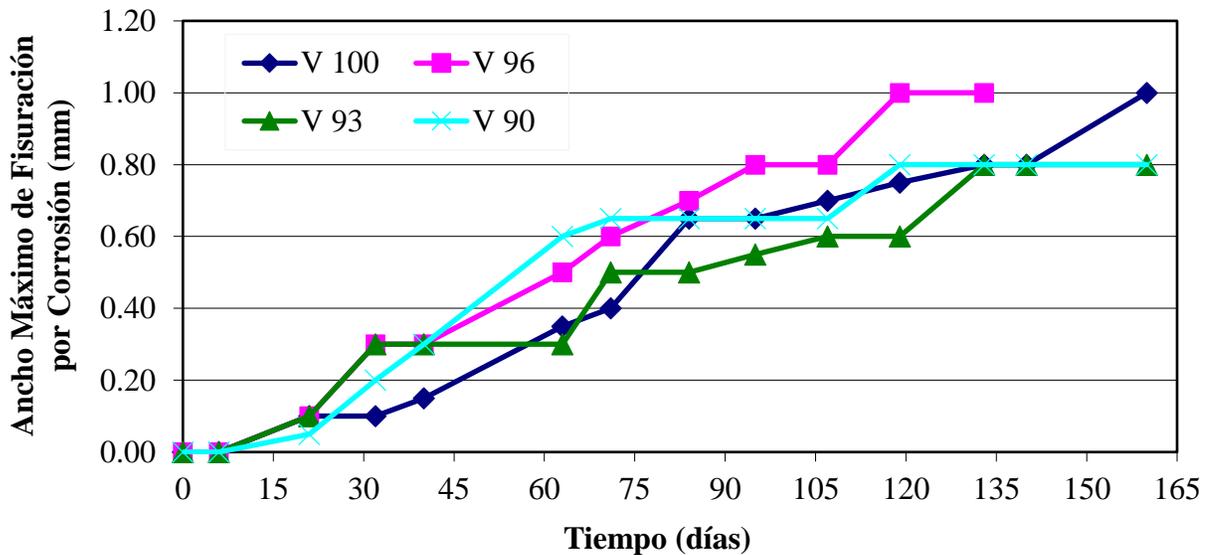


Figura 8. ancho máximo de fisuración, en función del Tiempo.

4. CONCLUSIONES

En este trabajo experimental, se encontró que el deterioro por corrosión de sus armaduras, de vigas expuestas a cargas externas fue mayor que si no estuviesen cargadas y que el espesor del recubrimiento tiene influencia en este proceso, todo lo cual afecta la vida residual y la capacidad portante de la estructura afectada. En particular, se comprobó que:

- En vigas cargadas, con armaduras traccionadas afectadas por corrosión acelerada, al incrementarse la relación recubrimiento de hormigón / diámetro de las armaduras, lleva más tiempo en aparecer las primeras fisuras por corrosión y su evolución se hace más lenta, poniéndose en evidencia en las áreas totales de fisuración. El efecto de protección generado por el mayor recubrimiento, hace que los elementos agresivos provenientes del exterior (cloruros, oxígeno, agua) requieran más tiempo para llegar hasta las armaduras, aminorando la velocidad del proceso;

- Las fisuras del recubrimiento de hormigón, originadas por la flexión producida por cargas externas, favorecen el incremento de la fisuración por corrosión de las armaduras, aumentando la fisuración total y por consiguiente, influyendo en la degradación posterior de la estructura.

Desde el punto de vista práctico, las conclusiones anteriores permiten determinar, que en construcciones de hormigón armado cargadas y ubicadas en ambientes agresivos, conviene disminuir todo lo posible la fisuración por flexión, originada por las cargas de servicio, aumentando asimismo la relación recubrimiento / diámetro de las armaduras, para disminuir los efectos de corrosión en las mismas.

5. AGRADECIMIENTOS

Los autores expresan su agradecimiento a la Dra. Carla Priano, Ing. Lilia Señas y a los técnicos J.P. Gorordo del Laboratorio de Modelos Estructurales y D. Smith del Laboratorio de Estudio y Ensayos de Materiales, U.N.S., por su colaboración en la elaboración de los ensayos. Además, se agradece a la Secretaría General de Ciencia y Tecnología y al departamento de Ingeniería de la Universidad Nacional del Sur por su aporte económico e institucional para la realización de estas investigaciones.

6. REFERENCIAS

Almusallam, A. A., Al-Gahtani, A. S., Aziz, A. R. (1996), “*Effect of reinforcement corrosion on bond strength*”, Construction and Building Materials, V. 10, No. 2, pp. 123-129.

Alonso, M. C., Andrade, C., Rodríguez, J., Diez, J. M. (1998), “*Factors controlling cracking in concrete affected by reinforcement corrosion*”, Materials and Structures, Nr. 31, pp. 435-445.

Alonso, M. C., Andrade, M. C., Rodríguez, J., Casal, J., García, M. (1994), “*Evaluación experimental de la fisuración del hormigón producida por la corrosión de las armaduras*”, Hormigón y Acero, No. 194, pp. 29-42.

Al-Sulaimani, J., Kaleemullah, M., Basunbul, I. A., Rasheeduzafar (1990), “*Influence on corrosion and cracking on bond behaviour and strength of reinforced concrete members*”, ACI Structural Journal, V. 87, Nr 2, pp. 220-231.

American Society for Testing and Materials: ASTM C876, “*Standard test method for half-cell potential of reinforcing steel in concrete*”, Philadelphia, U.S.A, (1980).

Andrade, M. C., Alonso, M. C., Molina, F. J. (1993), “*Cover cracking as a function of bar corrosion: Part I – Experimental test*”, Materials and Structures, Nr. 26, pp. 453-464.

Aveldaño, R. R., Ortega, N. F. (2009), “*Influence of reinforcement distribution in the corrosive process of reinforced concrete beams*”, Magazine of Concrete Research, Thomas Telford, V. 61, Nr. 3, pp. 213-220.

Aveldaño, R. R., Ortega, N. F. (2011), “*Characterization of Concrete Cracking due to Corrosion of Reinforcements in Different Environments*”, Construction and Building Materials, V.25, pp.630-37.

Aveldaño, R. R., Ortega, N. F. (2013), “*Behavior of concrete elements subjected to corrosion in their compressed or tensed reinforcement*”, Construction and Building Materials, Nr. 38, pp. 822–828.

Calabrese, L., Campanella, G., Proverbio, E. (2013), “*Identification of corrosion mechanisms by univariate and multivariate statistical analysis during long term acoustic emission monitoring on a pre-stressed concrete beam*”, Corrosion Science, V. 73, pp. 161-171.

Elfergani, H. A., Rhys, P., Holford, K. M. (2013), “*Damage assessment of corrosion in prestressed concrete by acoustic emission*”, Construction and Building Materials, V. 40, pp. 925–933.

- Fumin, L., Yingshu, Y., Chun-Qing, L. (2011), “*Corrosion propagation of prestressing steel strands in concrete subject to chloride attack*”, *Construction and Building Materials*, V. 25, Nr. 10, pp. 3878-3885.
- Hariche, L., Ballim, Y., Bouhicha, M. Kenai, S. (2012), “*Effects of reinforcement configuration and sustained load on the behaviour of reinforced concrete beams affected by reinforcing steel corrosion*”, *Cement and Concrete Composites*, V. 34, Nr. 10, pp. 1202–1209.
- Instituto Argentino de Normalización y Certificación IRAM 1627: “*Agregados. Granulometría de los agregados para hormigón*”, Buenos Aires, (1997).
- Instituto Argentino de Racionalización de Materiales – Instituto Argentino de Siderurgia, Norma U 500-528: “*Barras de acero conformadas de dureza natural, para armadura en estructuras de hormigón*”, Buenos Aires, (1989).
- Instituto Argentino de Normalización y Certificación IRAM 1871: “*Método de ensayo para determinar la capacidad y la velocidad de succión capilar de agua del hormigón endurecido*”, Buenos Aires, (2005).
- Instituto Argentino de Normalización y Certificación IRAM 1546: “*Hormigón de cemento portland. Método de ensayo de compresión*”, Buenos Aires, (1992).
- Instituto Argentino de Normalización y Certificación IRAM 1658: Hormigón. “*Método de ensayo de tracción simple por compresión diametral*”, Buenos Aires, (1995).
- Instituto Argentino de Normalización y Certificación IRAM 1534: “*Hormigón de cemento portland. Preparación y curado de probetas para ensayos en laboratorio*”, Buenos Aires, (1985).
- Malumbela, G., Moyo, P., Alexander, M., (2009), “*Behaviour of RC beams under sustained service loads*”, *Construction and Building Materials*, V. 23, Nr. 11, pp. 3346–3351.
- Melchers, R. (2001), “*Assessment of existing structures, approaches and research needs*”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, pp. 406-411.
- Moro, J. M., Meneses, R. S., Ortega, N. F., Aveldaño, R.R., Señas, L., Priano C. V. (2012), “*Corrosión de Armaduras en Estructuras de Hormigón Reciclado con Tratamientos Previos*”, CINPAR 2012, VIII Congreso Internacional sobre Patología y Recuperación de Estructuras, 11 páginas.
- Ortega, N. F., Alonso, M. C., Andrade, M. C., López, C. (2001), “*Análisis de la fisuración ocasionada por la corrosión de las armaduras activas de elementos pretensados*”, Coloquia, Madrid.
- Peralta, M. H., Rivas, I. E., Ortega, N. F. (2006), “*Análisis Numérico de la Fisuración Superficial de Estructuras de Hormigón Armado por Efecto de la Corrosión*”, *Informes de la Construcción*, V. 58, No. 501, pp. 51-58.
- Rodríguez, J., Ortega, L. M., Casal, J., Vidal, M. A. (1993), “*Disminución de la adherencia entre hormigón y barras corrugadas debido a la corrosión*”, *Hormigón y Acero*, No 189, pp. 49-65.
- Rodríguez, J., Ortega, L. M., García, A. M. (1993), “*Medida de la velocidad de corrosión de las armaduras en estructuras de hormigón, mediante un equipo desarrollado dentro del proyecto Eureka EU 401*”, *Hormigón y Acero*, No. 189, pp. 79-91.
- Rodríguez, J., Ortega Basagoiti, L. M., Casal, J., Diez, J. M. (1996), “*Comportamiento estructural de vigas de hormigón con armaduras corroídas*”, *Hormigón y Acero*, No. 200, pp.113-131.
- Rodríguez, J., Ortega Basagoiti, L. M., Casal, J., Diez, J. M. (1998), “*La corrosión de armaduras y la vida residual de las estructuras de hormigón*”, *Hormigón y Acero*, No. 208, pp. 63-78.

- Schierloh, M. I. (2003)., “*Corrosión de armaduras. Características que debe tener el hormigón para aumentar la protección*”, Tesis de Magíster en Ingeniería, Departamento de Ingeniería, Universidad Nacional del Sur, Director de Tesis: Ortega N.F.
- Schierloh, M. I., Ortega N. F., Señas L. N. (2001), “*Relación entre Algunas Propiedades del Hormigón del Recubrimiento y el Proceso Corrosivo de las Armaduras*”, 14° Reunión de Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón, pp. 125-132.
- Torres-Acosta, A. A., Navarro-Gutierrez, S., Terán-Guillén, J. (2007), “*Residual flexure capacity of corroded reinforced concrete beams*”, Engineering Structures, V. 29, Nr. 6, pp. 1145-1152.
- Tuutti, K. (1982); “*Corrosion of steel in concrete*”, Swedish Cement and Concrete Institute (CIB) pp. 4-82, Stockholm, Sweden
- Yu, L., François, R., Dang, V. H., L'Hostis, V., Gagné, R., “*Development of chloride-induced corrosion in pre-cracked RC beams under sustained loading: Effect of load-induced cracks, concrete cover, and exposure conditions*”, Cement & Concrete Research, N°67, 2015, pp.246-258.



Evaluación de manifestaciones patológicas en edificios en función de la orientación geográfica

W. Mazer¹, L. M. R. Silva², E. Lucas³, F. C. M. Santos⁴.

¹ Professor do Departamento Acadêmico de Construção Civil da UTFPR – Campus Curitiba.

² Arquitecta da Estrutor Patologia das Construções.

³ Tecnóloga em Concreto.

⁴ Tecnóloga em Concreto da Estrutor Patologia das Construções.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v6i2.135>

Artículo recibido el 16 de diciembre de 2015, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 12 de abril de 2016. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el primer número del año 2017 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del tercer número del año 2016.

© 2016 ALCONPAT Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 6, No. 2, Mayo – Agosto 2016, es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A.C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat_int@gmail.com, Página Web: www.revistaalconpat.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, fecha de última modificación: 30 de mayo de 2016.

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.

RESUMEN

Con el propósito de evaluar la incidencia de manifestaciones patológicas en fachadas de edificios, correlacionadas con la dirección geográfica, se analizaron en este estudio 52 edificios de uso residencial y comercial distribuidos en varias partes de la ciudad de Curitiba – Brasil. Se observó que todos los edificios evaluados tuvieron algún tipo de manifestación patológica, y 25 de éstas en las fachadas. Se encontró que las manifestaciones patológicas en fachadas aparecen en diferentes cantidades y direcciones, habiéndose identificado una relación con la variación de la temperatura y la dirección del viento en función de la orientación geográfica.

Palabras clave: durabilidad; fachada; dirección geográfica; manifestación patológica.

ABSTRACT

In order to evaluate the incidence of pathological manifestations on the facades of buildings, correlated with the geographical location, 52 buildings for residential and commercial use were analyzed in this study; these were distributed in different parts of the city of Curitiba, Brazil. It was observed that all the buildings evaluated had some type of pathological manifestation, and 25 of these were present on the facades of the buildings. It was found that the pathological manifestations on the facades show up in different amounts and locations, having identified a relation with the variation of temperature and the direction of the wind in terms of geographical orientation.

Keywords: durability; facade; geographical location; pathological manifestation.

RESUMO

Com a finalidade de avaliar a incidência de manifestações patológicas em fachadas de edifícios, correlacionando com as direções geográficas, neste trabalho foram analisados 52 edifícios de uso residencial e comercial distribuídos em diversas regiões da cidade de Curitiba – Brasil. Foi observado que todos os edifícios vistoriados apresentaram algum tipo de manifestação patológica, sendo que 25 apresentaram problemas nas fachadas. Verificou-se que as manifestações patológicas nas fachadas aparecem em quantidades diferentes nas diferentes direções, tendo sido identificada uma relação com a variação de temperatura e com a direção dos ventos, conforme a direção geográfica.

Palavras chave: durabilidade; fachadas; direção geográfica; manifestações patológicas.

Autor a contactar: Wellington Mazer (wmazer@utfpr.edu.br)

1. INTRODUCCIÓN

La construcción civil convive con la ocurrencia de manifestaciones patológicas en sus obras, originado por los más variados motivos. Según el método de Evaluación determinado por la ASTM E632-82 (1996), que analiza la durabilidad de las construcciones, existen diversos factores que influyen en las edificaciones y pueden ser separados en cinco diferentes grupos, de acuerdo con su naturaleza: factores atmosféricos, biológicos, de carga, de incompatibilidad y de uso, según se ve en la Figura 1.



Figura 1. Factores de degradación actuantes sobre fachadas (Fuente: Antunes; 2010).

Los factores atmosféricos son definidos como los grupos de factores asociados al medio ambiente, que incluyen la temperatura, radiación solar, contaminantes del aire y la humedad proveniente de la lluvia y nieve o hielo. Tales factores siempre actúan sobre las edificaciones y pueden tener una serie de variaciones, en función de las estaciones del año y la localización geográfica del desarrollo. La variación de la temperatura puede producir una variación dimensional del material (dilatación o contracción) (Resende, Barros y Campos, 2001).

Los agentes biológicos son caracterizados principalmente por hongos o pequeñas especies de vegetaciones que necesitan de condiciones especiales para desarrollarse, tales como: temperaturas entre 10°C y 35°C, humedad relativa elevada, presencia de nitrógeno, fósforo, carbono y en menor cantidad hierro, calcio, cloro, magnesio, entre otros componentes químicos (Shirakawa, 1995). Lo que demuestra que la presencia de agua, en cualquier estado, es fundamental para el desarrollo de estos organismos y coloca las fachadas de edificios como uno de los locales más propicios para su aparición.

Los factores de carga pueden ser representados por la acción física de las lluvias y los vientos sobre la fachada de los edificios. Los factores de incompatibilidad pueden ocurrir debido a algún tipo de divergencia química o física; la química puede ocurrir debido a diferencias en la composición química de materiales de base y revestimiento o adición incorrecta de algún material como el yeso en el mortero y la física cuando un revestimiento proporciona cargas insustentables la base o sustrato, generando desplazamientos.

Finalmente, los factores de uso son determinados por la influencia directa de los usuarios de la edificación sobre los materiales componentes de la edificación, en toda la vida útil de la misma el proyecto, ejecución, uso, operación y mantenimiento. (Resende, Barros y Campos, 2001).

Según Barros y Sabbatini (2001), los problemas patológicos más frecuentes son: formación de manchas de humedad, con desarrollo de moho; astillamiento y desplazamientos entre capas de friso y el yeso y formación de fisuras y grietas.

Uno de los factores ampliamente estudiados es la acción atmosférica sobre las fachadas. Romero et al (2011) estudiaron la Torre Colpatria, en Colombia, y observaron la existencia de fisuración, carbonatación y ataque por sulfatos en las fachadas del edificio en estudio, relacionando los daños observados con factores como la altura en que ocurrió el daño, la orientación geográfica de la fachada y la dirección predominante de los vientos y lluvias. Lembo (2011) estudió tres edificios de la región de la Basilicata donde verificó la influencia del relieve alrededor de la construcción y de la dirección predominante de los vientos, habiendo constatado, principalmente, problemas de infiltración y ventilación.

Melo y Carasek (2014) verificaron la existencia de una relación entre la dirección predominante de las lluvias y manchas existentes en fachadas de edificios históricos. Los autores también verificaron la existencia de manchas debido a la acción microbiológica, influenciada por la radiación solar.

Entre las diversas manifestaciones patológicas encontradas en las fachadas de edificios, Galletto y Andrello (2013) observaron que la principal incidencia son las fisuras, seguido de las manchas y separaciones de los revestimientos cerámicos, tanto en edificios nuevos como antiguos. Los autores creen que las fisuras existentes en los sistemas de juntas, provenientes de variaciones térmicas y de humedad, pueden haber influenciado en la ocurrencia de los demás daños. Estos mismos daños fueron observados por Abreu et al (2013) que estudiaron fachadas revestidas con elementos cerámicos y con pinturas.

Los astillamientos de los revestimientos fueron estudiados por Japiassú et al (2014) que analizaron la interface entre mortero y cerámicas en fachadas de edificios ejecutados en los siglos XIX y XX, donde se constató que la adherencia entre estos materiales, influye directamente en estos astillamientos, teniendo una gran relación el diámetro de los agregados y las piezas cerámicas.

Diversos autores (Melo y Carasek, 2014; Galletto y Andrello, 2013) verificaron la influencia de algunos parámetros ambientales como radiación solar, dirección de las lluvias, variación térmica y humedad en la incidencia de manifestaciones patológicas, siendo que estos factores pueden variar de intensidad según la dirección geográfica de la fachada de un edificio, generando una mayor incidencia de daños en alguna de las fachadas.

En este contexto el presente trabajo planteó como objetivos verificar cuales son las principales manifestaciones patológicas incidentes en fachadas de edificios residenciales y comerciales en Curitiba/Paraná y las correlaciona con la dirección geográfica en que se encuentran.

2. PROCEDIMIENTOS METODOLÓGICOS

El desarrollo de esta investigación ocurrió en la ciudad de Curitiba, situada en la primera meseta del estado de Paraná, a una altitud aproximada de 950 m y a 100 km de distancia del litoral, siendo dividida en dos etapas, la primera constituida de una muestra de 52 edificios de la ciudad con localizaciones indicadas en la Figura 2, con edades entre 1 y 50 años de construcción. Las alturas de los edificios variaron de 4 pisos a 23 pisos, siendo que 31 edificios poseen 1 sótano, 5 poseen 2 sótanos y los otros 16 no tienen sótano. Los edificios se localizan, en su gran mayoría, próximos a la región central de la ciudad y en urbanizaciones donde existe una gran concentración de edificios.

La Evaluación de todos los edificios utilizados en esta investigación se debió a la procura de una empresa especializada en la elaboración de informes de inspección. En esta etapa fueron identificadas las principales manifestaciones patológicas existentes en los edificios. Las inspecciones fueron efectuadas en áreas comunes de los edificios, en particular los sótanos, planta baja, tanques de agua, azoteas y en las cuatro fachadas de cada edificio. En las áreas comunes fueron realizadas inspecciones visuales con registros fotográficos y mediciones de espesores de fisuras y en las fachadas fue hecha una inspección visual, utilizando técnicas de tanteo de las regiones críticas usando fundas de seguridad o eslingas para recorrer la fachada, detectando fisuras, desplazamientos de revestimientos, manchas de eflorescencia y filtraciones.



Figura 2. Localización de los edificios inspeccionados.

En una segunda etapa, fueron inspeccionadas las 25 fachadas de edificios de la muestra inicial que presentaron manifestaciones patológicas, relacionando las fachadas de los edificios con la posición geográfica para verificar si existe alguna relación entre las manifestaciones patológicas y la posición geográfica. Esos 25 edificios tienen alturas variando de 9 a 22 pisos. Los edificios que no

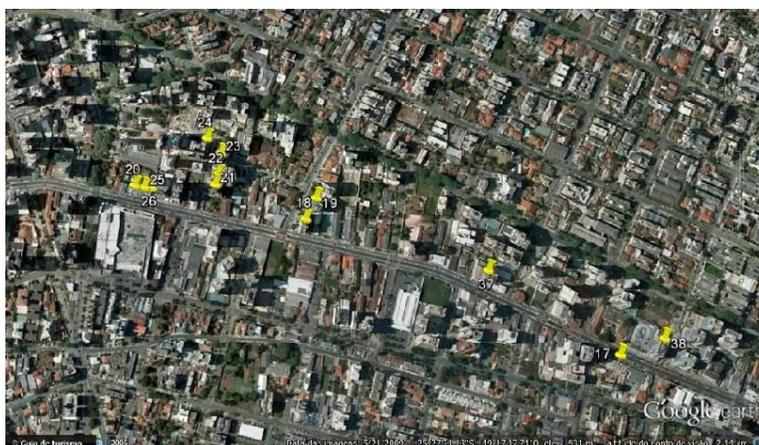
tienen problemas en las fachadas fueron descartados en esta etapa. En la Figura 3 están indicadas las regiones utilizadas en la segunda etapa de la investigación, donde están situados los edificios que si tienen fallas en las fachadas.



a) Región central de la ciudad.



b) Región de las urbanizaciones Bigorriho y Mercês.



c) Región de la urbanización Água Verde.

Figura 3. Localización de las regiones de la segunda etapa del estudio.

A partir de los datos observados en las inspecciones de los edificios, se buscó verificar las mayores incidencias de anomalías y la posibilidad de asociar las manifestaciones patológicas de las fachadas de los edificios con la dirección geográfica.

3. RESULTADOS Y ANÁLISIS

En los 52 edificios inspeccionados inicialmente, según procedimientos indicados anteriormente, las principales manifestaciones patológicas observadas están indicadas en la Figura 4:

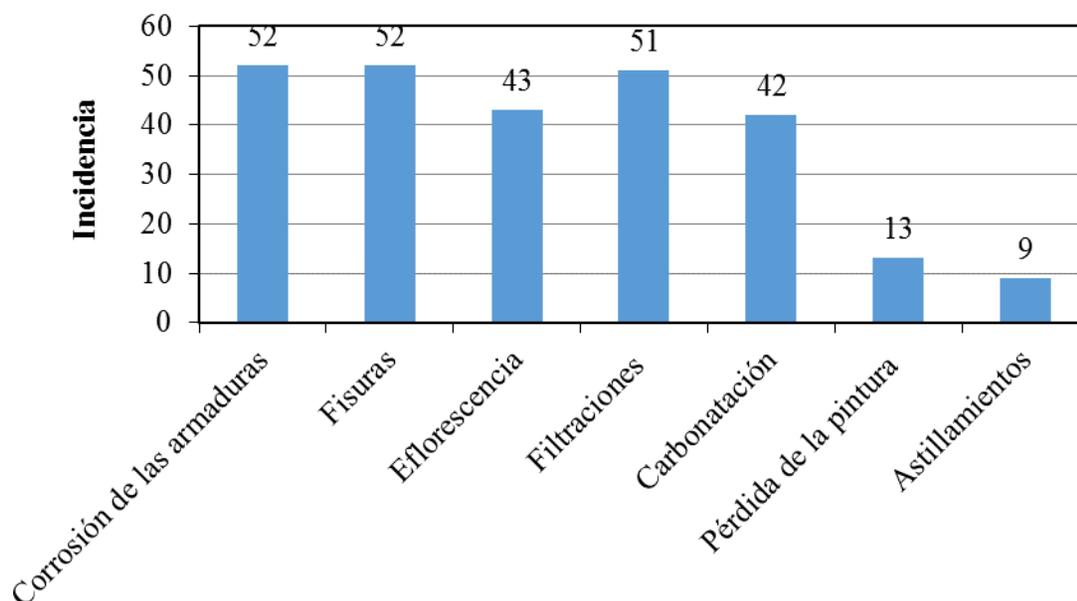


Figura 4. Ocurrencia de manifestaciones patológicas.

Con una incidencia en 100% de los condominios inspeccionados, la corrosión de la armadura es la manifestación patológica de mayor frecuencia en función de tener varios agentes causantes, como filtraciones, falta de recubrimiento de la armadura, exposición a ambientes confinados con cloruros (tanques de agua), entre otras causas.

La segunda anomalía con mayor incidencia fueron las fisuras, que también es una manifestación que proviene de varias causas como: dilatación térmica, falta de apoyos, dinteles o vigas, causadas por corrosión entre otras. Posterior a las fisuras se tienen las filtraciones como la tercera anomalía de mayor incidencia, seguida de eflorescencia y carbonatación de las estructuras. De las fallas analizadas la de menor incidencia son aquellas existentes en las fachadas de los edificios, como pérdida de la pintura, consideradas, de manera general, como astillamientos.

En la Figura 5 es posible verificar las incidencias de anomalías relacionadas a la región constructiva de la edificación, y que en este caso se observan anomalías de la fachada en aproximadamente 50% de las edificaciones evaluadas, indicando que no son apenas los astillamientos que están relacionados con este problema, conforme puede ser visto a continuación:

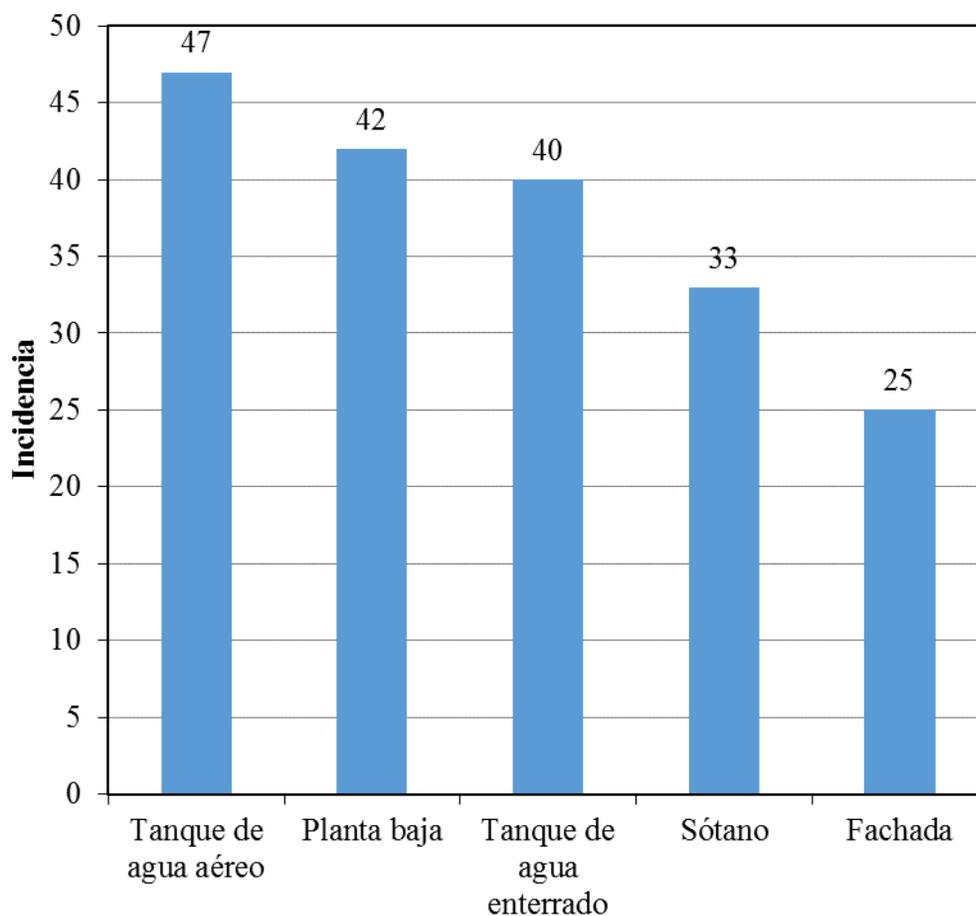


Figura 5. Localización de las manifestaciones patológicas.

Es posible observar en la Figura 5, que las fachadas de los edificios poseen la menor incidencia de manifestaciones patológicas, por tanto, ocurren en 48% de los edificios inspeccionados, es decir en 25 edificios. A pesar de la menor incidencia, son observadas en las fachadas las manifestaciones patológicas y se presentan en la Tabla 1.

Tabla 1 - Incidencia de manifestaciones patológicas en fachadas.

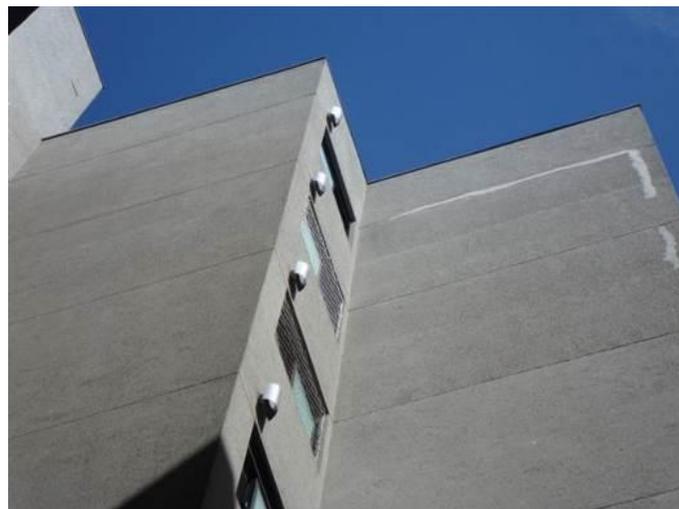
Manifestación patológica	Cantidad incidente en la fachada.
Fisuras	25
Eflorescencia	14
Astillamientos	22
Filtraciones	7

Los porcentajes de incidencia de manifestaciones patológicas incidentes en las fachadas de los edificios inspeccionados están indicados en la Tabla 2, divididos de acuerdo con la dirección geográfica en que fueron observados.

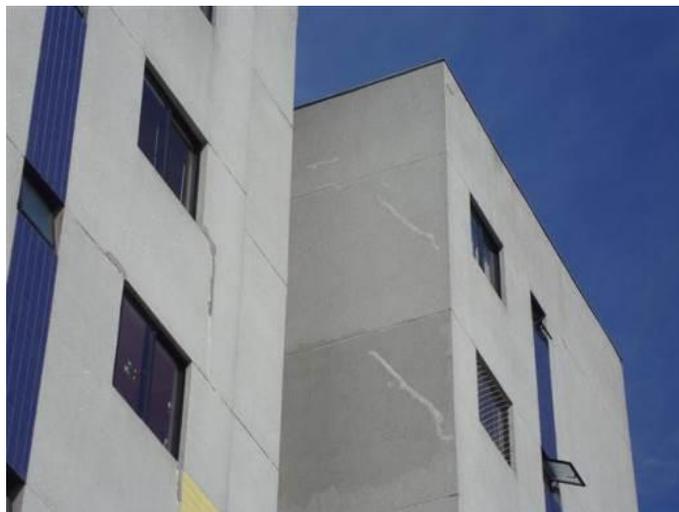
Tabla 2 - Porcentajes de incidencia de manifestaciones en cada dirección geográfica.

Dirección Geográfica	Fisuras	Eflorescencia	Astillamientos	Filtraciones
Norte	40,0	28,6	31,8	0,0
Sur	16,0	14,3	22,7	14,3
Este	16,0	28,6	18,2	57,1
Oeste	28,0	28,6	27,3	28,6

En la Tabla 1 es posible observar que en todos los edificios que presentaron manifestaciones patológicas en las fachadas ocurrió la incidencia de fisuras, siendo que la mayor parte de las fisuras, como se indica en la Tabla 2, ocurren en las fachadas que apuntan para la dirección Norte, que, en Curitiba, recibe la mayor incidencia solar, y que puede sufrir una variación de temperatura de hasta 10°C en un mismo día, como se indica en la Figura 7. Ejemplos de estas incidencias son mostrados en la Figura 6. Los astillamientos también ocurren, en su mayoría, en las mismas fachadas, una vez que la variación de temperatura, además de fallas en la ejecución, también influyen en este daño.



a) Fisuras de variación térmica.

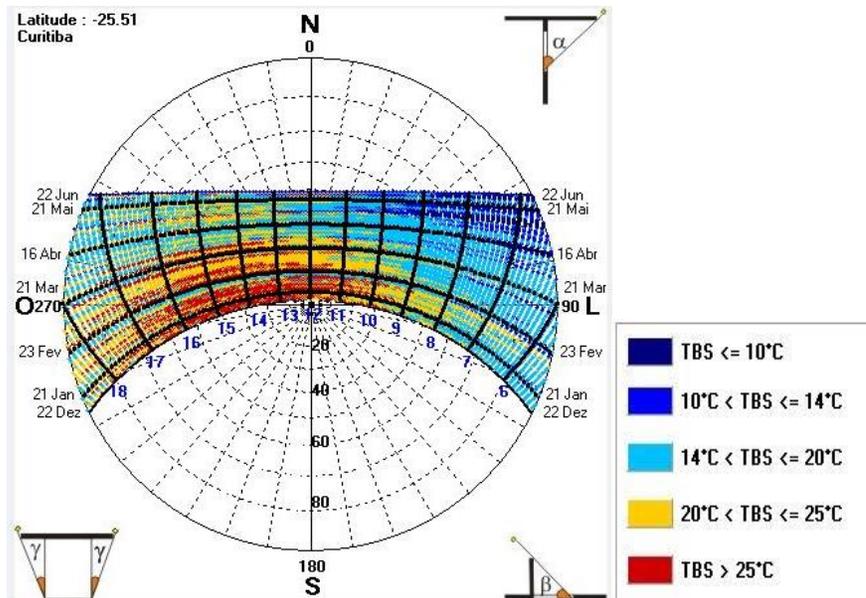


b) Fisuras de movimiento de la estructura.

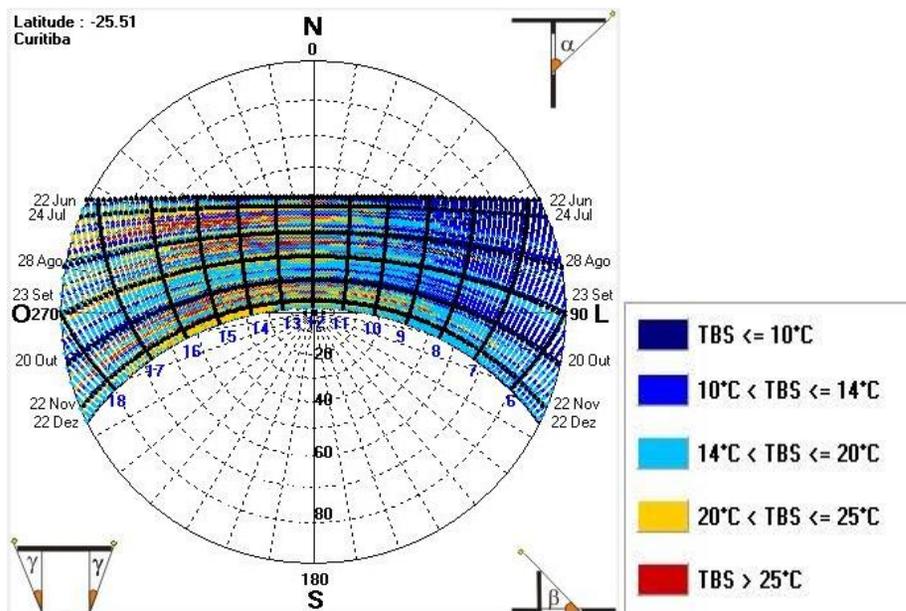
Figura 6. Fisuras de fachada.

Las eflorescencias, incidentes en 56% de los edificios con manifestaciones patológicas en las fachadas, aparecen en menor cantidad en la región sur, que posee menor incidencia de vientos y lluvias. En las demás direcciones geográficas el porcentaje de incidencia fue el mismo, no siendo posible establecer una correlación entre esta manifestación y la dirección geográfica.

Ya las filtraciones, presentes en 28% de los edificios, aparecen en mayor cantidad en la cara este de las fachadas, dirección con gran incidencia de vientos y lluvias. En la Figura 8 se presenta un mapa de dirección predominante de los vientos en la región, mostrando la dirección Este con mayor incidencia, conduciendo las lluvias también en esa dirección, justificando la mayor incidencia de filtraciones en esta región.

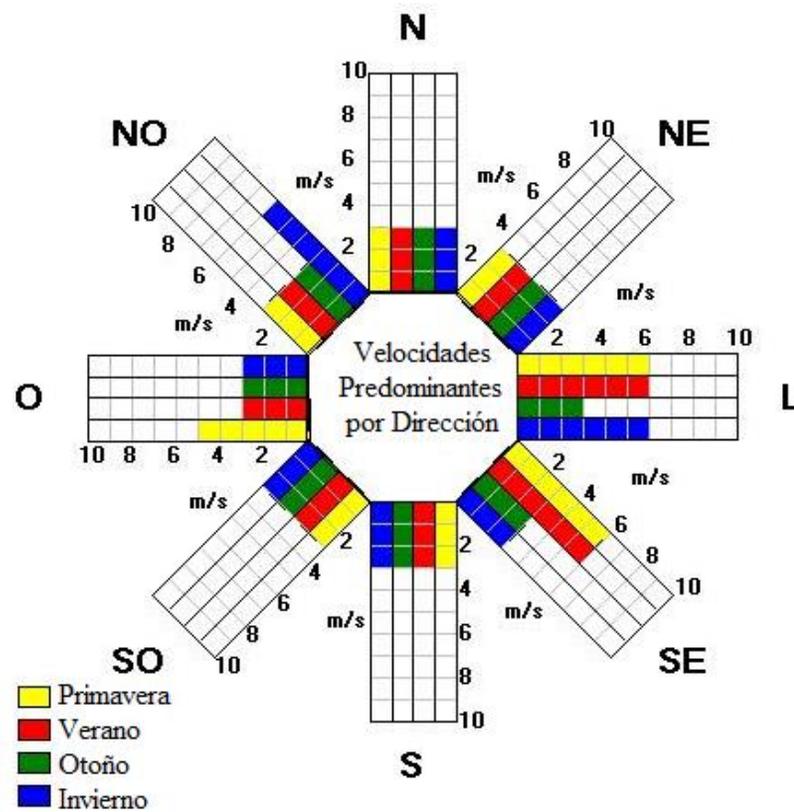


a) Temperaturas de diciembre a junio.

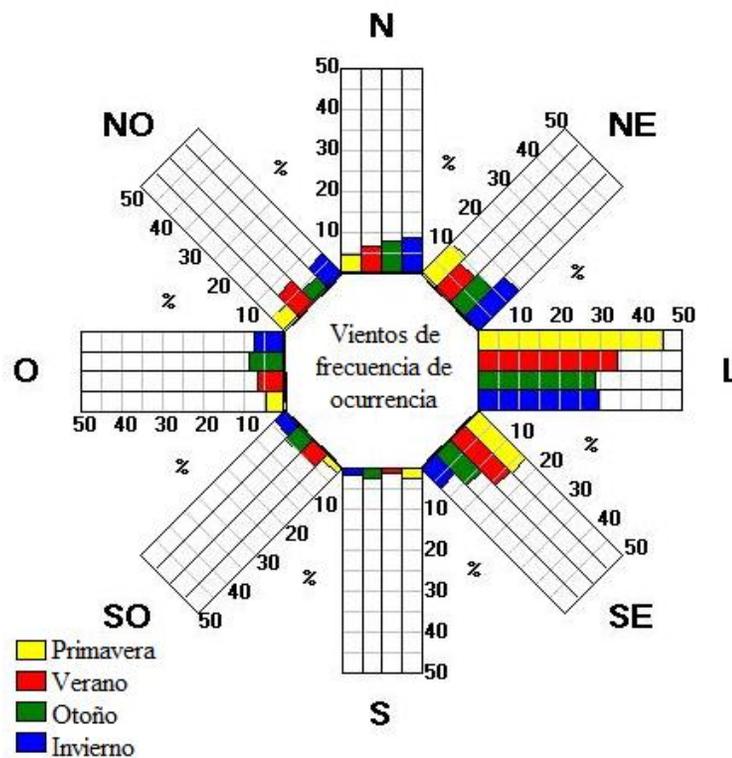


b) Temperaturas de junio a diciembre.

Figura 7. Temperaturas medias en Curitiba.



a) Velocidad de los vientos.



b) Frecuencia de los vientos.

Figura 8. Incidencia de vientos en Curitiba.

En la Figura 7, la numeración de 6 a 18 representa las horas del día en que ocurre la incidencia solar en una fachada apuntando para el Norte, y los datos son algunos días aleatorios escogidos para ser citados en la carta solar. En la Figura 6a, es posible observar, por ejemplo, que la temperatura a las 6:00h de la mañana del día 22 de diciembre aparece entre 14°C y 20°C y a las 13:00h la temperatura es superior a 25°C. En la Figura 8 son indicadas las velocidades y porcentajes de incidencia de los vientos en las diferentes direcciones geográficas y estaciones del año.

De las fallas observadas en los edificios se destacan la corrosión de las armaduras que aparecieron en el 100% de los edificios analizados y las fisuras en las fachadas que también inciden en 100% de los edificios que poseen problemas en las fachadas.

4. CONCLUSIONES

De los 52 casos analizados, fue observada la existencia de corrosión de las armaduras y fisuras en todos ellos, además de filtraciones en 98% de los edificios, eflorescencia en 83% y carbonatación en 81% como principales manifestaciones patológicas. Con menor incidencia, 25% y 17%, aparecen, respectivamente la pérdida de pinturas y astillado en fachadas.

Las manifestaciones patológicas en fachadas aparecen en 25 de los 52 edificios inspeccionados, siendo observadas fisuras en las 25 fachadas, pérdida de pintura o astillamiento en 22 fachadas, eflorescencia en 14 y filtraciones en 7 fachadas de edificios.

La dirección geográfica con mayor incidencia solar presentó la mayor cantidad de manifestaciones patológicas, destacándose las fisuras y astillamientos, lo que indica una posible relación entre la esta dirección geográfica y los tipos de daños.

La mayor presencia de filtraciones ocurre en fachada que apunta para la dirección geográfica con mayor velocidad e incidencia de vientos, indicando una probable relación entre estos factores y la incidencia de filtraciones.

A pesar de los indicios existentes entre las direcciones geográficas y la incidencia de manifestaciones patológicas, es necesario considerar también los factores ambientales como incidencia solar, variaciones de temperatura y direcciones predominantes de vientos y lluvias para establecer correlaciones entre dirección geográfica y manifestaciones patológicas.

5. AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a la empresa Estruktur Patologia das Construcoes Ltda por efectuar las inspecciones y ceder los datos para la elaboración de este estudio.

6. REFERENCIAS

Abreu, D. W. M., Lins, A. M. T., Silva, M. S., Farias, M. B. S. (2013), “*Patologias no revestimento de fachadas dos edifícios históricos da cidade de Campina Grande*”, In: 5°. EnPAC, Campina Grande (PB).

American Society for Testing and Materials. ASTM – E 632-81. *Standard recommended practice for developing short-term accelerated test for prediction of the service life of building components and materials*, Philadelphia, 1996.

Antunes, G. R. (2010), “*Estudo de manifestações patológicas de fachadas em Brasília – Sistematização da incidência de casos*”, Dissertação de mestrado. UNB.

Barros, M. M. S. B.; Sabbatini, F. H. (2001), “*Produção de revestimentos cerâmicos para paredes de vedação em alvenaria: Diretrizes básicas*”, (São Paulo, Brasil: EPUSP).

- Galletto, A., Andrello, J. M. (2013), “*Patologia em fachadas com revestimentos cerâmicos*”, In: CINPAR – IX Congresso Internacional sobre patologia y recuperación de estructuras, João Pessoa (Brasil).
- Japiassú, J., Carasek, H., Cascudo, O., Velosa, A. L. (2014), “*Caracterização da interface azulejo/argamassa de fachadas históricas*”, Revista ALCONPAT, V. 4, No. 1, pp. 55-76.
- Lembo, F. (2011), “*Pathologies of industrialized building made by bearing precast concrete panels. The case study of intervention with the same building system at Chiaromonte, Francavilla in Sinni and Lagonegro*”, In: XII DBMC – International Conference on durability of Building Materials and Components, Porto (Portugal).
- Melo, C. M., Carasek, H. (2014), “*Relationship between the deterioration of multi-story building facades and driving rain*”, Revista de la Construcción, V. 13, No. 1, pp. 64-73.
- Resende, M. M.; Barros, M. M. S. B.; Campos, J. S. (2001), “*A influência da manutenção na durabilidade dos revestimentos de fachada de edifícios*”, In: Workdur - II Workshop sobre durabilidade das construcciones, São José dos Campos (Brasil), pp. 144-154.
- Romero, N., Dupuy, C., Quiñones, J. (2011), “*Influencia de la contaminación atmosférica en la fachada de rascacielos, caso Torre Colpatria*”, Revista ALCONPAT, V. 1, No. 3, pp. 228-235.
- Shirakawa, M. A. (1995), “*Identificação de fungos em revestimentos de argamassa com bolor evidente*”, In: I Simpósio Brasileiro de Tecnologia das Argamassas, Goiânia (Brasil), pp.402-10.



Resistencia al fuego de perfiles pultruidos de polímero reforzado con fibras de vidrio (GFRP) para aplicaciones en rehabilitación: Estudio experimental, numérico y analítico

T. Morgado¹, J. R. Correia², N. Silvestre³, F. Branco²

¹CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Portugal.

²CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Portugal.

³LAETA, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Portugal.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v6i2.136>

Artículo recibido el 29 de diciembre de 2015, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 01 de abril de 2016. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el primer número del año 2017 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del tercer número del año 2016.

© 2016 ALCONPAT Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 6, No. 2, Mayo – Agosto 2016, es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A.C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat_int@gmail.com, [Página Web: www.revistaalconpat.org](http://www.revistaalconpat.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, fecha de última modificación: 30 de mayo de 2016.

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.

RESUMEN

El presente artículo presenta un estudio sobre la resistencia al fuego de vigas fabricadas con perfiles pultrusionados de polímero reforzado con fibra de vidrio (GFRP). Se realizaron ensayos de resistencia al fuego en vigas con un vano de 1.3 m, expuestas a la acción del fuego según la norma ISO 834. En estos ensayos, se evaluó el efecto de diferentes tipos de exposición al fuego y los niveles de carga aplicados, así como la eficacia de diferentes sistemas de protección. Se desarrolló un modelo numérico en el software *ANSYS FLUENT* para simular la evolución del campo de temperaturas en la sección transversal y un modelo analítico para determinar la evolución de la deformación de las vigas.

Palabras clave: materiales compuestos; resistencia al fuego; campaña experimental; simulación numérica; modelo analítico.

ABSTRACT

This paper presents a study about the fire behaviour of glass fibre reinforced polymer (GFRP) pultruded beams. Fire resistance tests were carried out in beams with a span of 1.3 m, exposed to fire according to the time-temperature curve defined in the ISO 834 standard. In these tests the effects of different types of fire exposure (one and three sides) and load levels, as well as the efficacy of different fire protection systems were evaluated. In order to study the evolution of temperature distributions during the fire resistance tests, a two-dimensional numerical model was developed using the commercial software *ANSYS FLUENT*. Also an analytical model was developed to estimate the mechanical response of the beams during fire exposure.

Keywords: composite materials; fire behaviour; experimental campaign; numerical simulation; analytical model.

RESUMO

Neste artigo é apresentado um estudo sobre a resistência ao fogo de vigas em perfis pultrudidos de polímero reforçado com fibras de vidro (GFRP). Foram realizados ensaios de resistência ao fogo em vigas com um vão de 1.3 m, expostas ao fogo de acordo com a curva temperatura-tempo da norma ISO 834. Nestes ensaios, avaliou-se o efeito de diferentes tipos de exposição ao fogo (em uma e três faces) e níveis de carga aplicados, bem como a eficácia de diferentes sistemas de proteção. Foi desenvolvido um modelo numérico térmico bidimensional no software *ANSYS FLUENT* para simular a evolução das distribuições de temperatura na seção transversal. Foi ainda desenvolvido um modelo analítico para determinar a evolução das deformações das vigas.

Palavras-chave: Materiais compósitos, resistência ao fogo, campanha experimental, simulação numérica, modelo analítico.

Autor a contactar: Tiago Morgado (tiago.m.r.morgado@ist.utl.pt)

1. INTRODUCCIÓN

Los polímeros reforzados con fibras (FRP) están siendo cada vez más utilizados en aplicaciones de la ingeniería civil por presentar diversas ventajas en relación a los materiales tradicionalmente utilizados en este sector, citando al peso propio reducido, elevada resistencia, buenas propiedades de aislamiento térmico, cuotas de mantenimiento reducidos y excelente durabilidad. A pesar de tener un comportamiento frágil y elevada deformabilidad, estos materiales compuestos presentan un deficiente comportamiento al fuego, lo que condiciona considerablemente su aplicación práctica, en particular en edificios (Correia, 2012).

Cuando los materiales FRP están expuestos a temperaturas moderadamente elevadas (100-200 °C), se reblandecen y sus propiedades mecánicas (rigidez y resistencia) son considerablemente reducidas. Cuando estos materiales son expuestos a temperaturas elevadas (300-500 °C), la matriz polimérica se descompone, liberando calor, humo, hollín y gases volátiles tóxicos (Correia, 2004). Actualmente, las fibras de vidrio del tipo-E son las más utilizadas en el refuerzo de materiales FRP (80-90% de los productos comercializados) (Samanta *et al.*, 2004). Estas fibras comienzan a ablandarse y se vuelven viscosas para temperaturas próximas de 830 °C, presentando una temperatura de fusión que ronda 1070 °C (Mouritz *et al.*, 2006). De este modo, es esencialmente la matriz polimérica que condiciona el comportamiento de los materiales FRP a temperaturas elevadas.

Las propiedades mecánicas (rigidez y resistencia) en compresión y corte del material GFRP (más dependientes de la matriz) son más afectadas por el aumento de la temperatura que las propiedades en tracción (más dependientes de las fibras) (Correia *et al.*, 2013), lo que hace el colapso de vigas en GFRP ocurra típicamente por compresión y/o corte y no por tracción. En lo que respecta el comportamiento al fuego de vigas en GFRP, Ludwig *et al.* (2008) realizaron ensayos de resistencia al fuego en vigas con sección en I (perfiles IPE 120 e IPE 160) expuestas al fuego en cuatro etapas. De modo análogo, Correia *et al.* (2010) evaluaron el desempeño de vigas de GFRP con sección tubular cuadrada para una exposición al fuego de apenas una etapa. En ambos estudios, las vigas compuestas eran constituidas por una matriz polimérica de resina de poliéster y por fibras de vidrio del tipo-E, las cuales fueron expuestas al fuego de acuerdo con la curva de incendio patrón definida en la norma ISO 834 (1999). En ambos procedimientos experimentales, fueron estudiados diferentes sistemas de protección al fuego.

En este artículo se presenta un estudio sobre el comportamiento al fuego de vigas en perfiles pultruidos de GFRP. El principal objetivo del programa experimental desarrollado fue evaluar la resistencia al fuego de las vigas de GFRP en función del tipo de exposición al fuego y dos niveles de carga aplicados, evaluando la eficacia de diferentes sistemas de protección. Con instinto de simular la evolución de las temperaturas en la sección de GFRP sujeta a una situación de incendio, fue desarrollado un modelo bidimensional, utilizando el *software* comercial *ANSYS FLUENT* (ANSYS, 2012), en el cual fueron considerados cambios de calor por conducción, radiación y convección, considerando el aire en el interior de la cavidad de la sección. En paralelo, fue desarrollado un modelo analítico, a través del cual fue estimada la evolución de la flecha a mitad del vano de una viga de GFRP a lo largo del tiempo de ensayo.

2. ESTUDIO EXPERIMENTAL

2.1 Procedimiento experimental

En los ensayos de resistencia al fuego fueron evaluados perfiles pultruidos de GFRP, con sección tubular cuadrada (100×100×8 mm), producidos por la empresa *Fiberline*. Este material es constituido por fibras de filamentos continuos unidireccionales (*rovings*) de fibras de vidrio del

tipo-E en la zona central de los laminados y por dos capas de mantas de fibras continuas dispuestas aleatoriamente (*continuous stand mats*), que envuelven la capa central del laminado. El compuesto presenta en su constitución 69% de material inorgánico y las fibras de vidrio están embebidas por una matriz de resina de poliéster. Fueron realizados ensayos de análisis mecánico dinámica (DMA) al material GFRP, que mostraron que su temperatura de transición vítrea (T_g , determinada a partir del punto medio de la curva del módulo de almacenamiento) es de 140 °C. Fueron además realizados ensayos de calorimetría diferencial de barrido y termo gravimetría (DSC/TGA), en los cuales se determinó una temperatura de descomposición (T_d) del material de aproximadamente 370 °C (Morgado *et al.*, 2013).

Para aumentar la resistencia al fuego de las vigas de GFRP analizadas, fueron aplicados seis diferentes sistemas de protección. Los materiales de protección utilizados en este procedimiento experimental fueron los siguientes: placas de aglomerado de corcho (AC), provenientes de la empresa *Robcork* (25 mm de espesor); placas de Lana de roca (LR), facilitadas por empresa *Rockwool* (25 mm de espesor); placas de silicato de calcio (SC), producidas por la empresa *Promatec* (tipo H, 25 mm de espesor); manta absorbente (MI), entregadas por empresa *Technical Fibre Products* (Tecnofire 60853A, 2 mm de espesor); y tinta absorbente (TI), de la *CIN* (C-THERM HB, 2 mm de espesor). Fue además utilizado un sistema activo de protección por enfriamiento con agua (AA), que consiste en una lámina de agua de 8 mm de espesor sobre la parte inferior y con un caudal de 0.4 m³/h. En la Figura 1 son ilustrados los esquemas de protección aplicados.

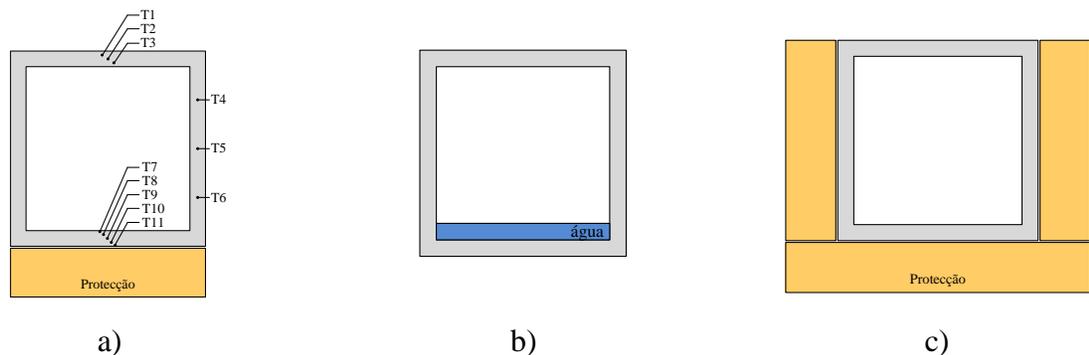


Figura 1. (a) Vigas con protección pasiva expuestas a una cara (siendo indicada la posición de los termopares); (b) vigas con protección activa expuestas a un tercio de cara(s); e (c) viga con protección pasiva expuesta en las tres caras.

En el presente procedimiento experimental fueron ensayados 12 vigas con sección tubular cuadrada, agrupadas en tres series experimentales. En la serie S1, las vigas fueron expuestas al fuego apenas en una cara (E1F) y sujetas a una carga de servicio equivalente a una flecha a mitad del vano de $L/400$ (temperatura ambiente). En la serie S2, las vigas fueron expuestas al fuego en las tres caras (E3F) y sujetas a una carga igual a la aplicada en la primera serie. En la serie S3, las vigas también fueron expuestas al fuego apenas en una cara, siendo sujetas a una carga equivalente a una flecha a medio vano de $L/250$ (también la temperatura ambiente). Importa también referir que en cada una de las series fue ensayada una viga no protegida (NP), tal como se presenta en la Tabla 1.

Tabla 1. Procedimiento experimental.

Serie	Número de vigas	Designación de las vigas	Exposición al fuego	Fuerza aplicada [kN]
S1	7	NP-S1, AC-S1, LR-S1, SC-S1, MI-S1, TI-S1, AA-S1	E1F	11.7
S2	3	NP-S2, SC-S2, AA-S2	E3F	11.7
S3	2	NP-S3, SC-S3	E1F	18.7

Los ensayos de resistencia al fuego fueron realizados en un horno vertical a gas (Figura 2a), con dimensiones exteriores de 1.35×1.20×2.10 m (largo × ancho × altura), que posee una abertura en el tope, permitiendo el ensayo de elementos horizontales. Estos ensayos fueron realizados adoptando la curva de incendio patrón definida en la norma ISO 834 (1999), presentada en la Figura 3c). En las series S1 y S3, las vigas de GFRP fueron expuestas al fuego en apenas una cara, entre tanto en la serie S2, las vigas fueron expuestas al fuego a tres caras, como lo ilustra en la Figura 2b). Los diferentes tipos de exposición al fuego fueron conseguidos a través de un sistema de tapas, constituido por diferentes módulos que permiten la exposición al fuego en una o a tres caras. Las vigas fueron ensayadas a flexión en cuatro puntos con el vano libre entre apoyos de 1.3 m, siendo aplicadas diferentes cargas en función de la serie experimental. Como se ilustra en la Figura 2a), los pesos utilizados para cargar las vigas fueron materializados a través de elementos de concreto y sacos de cemento.

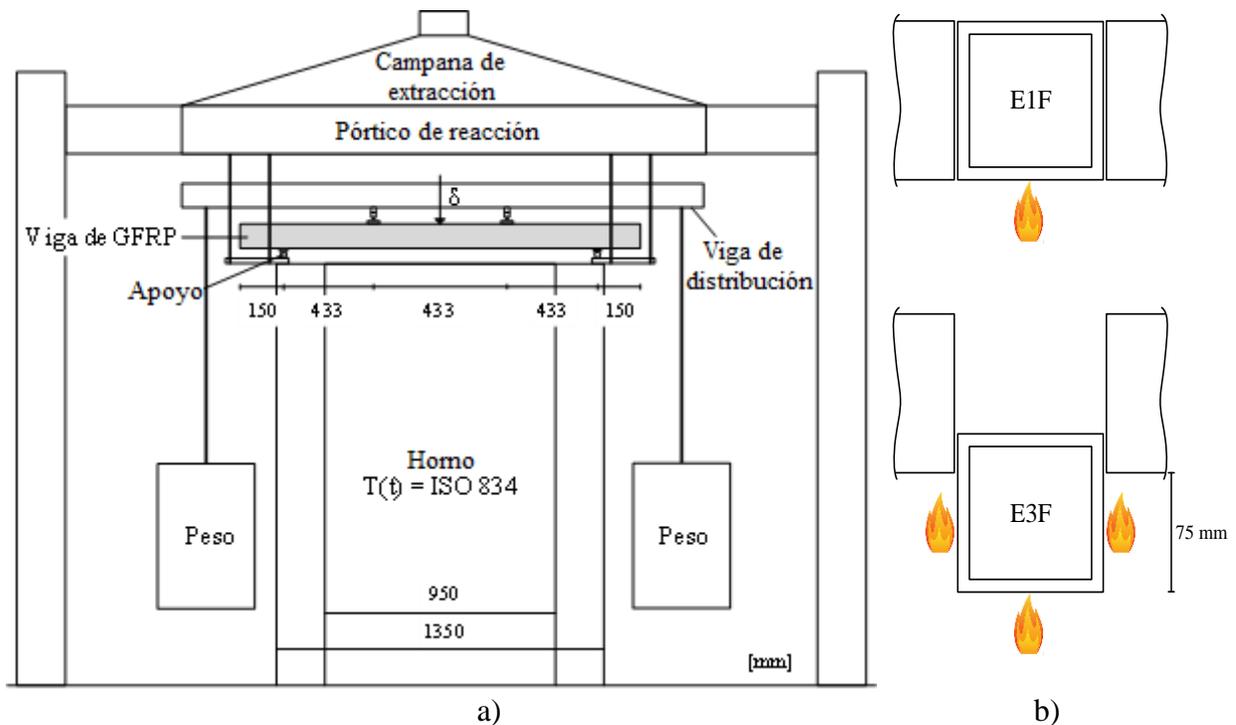


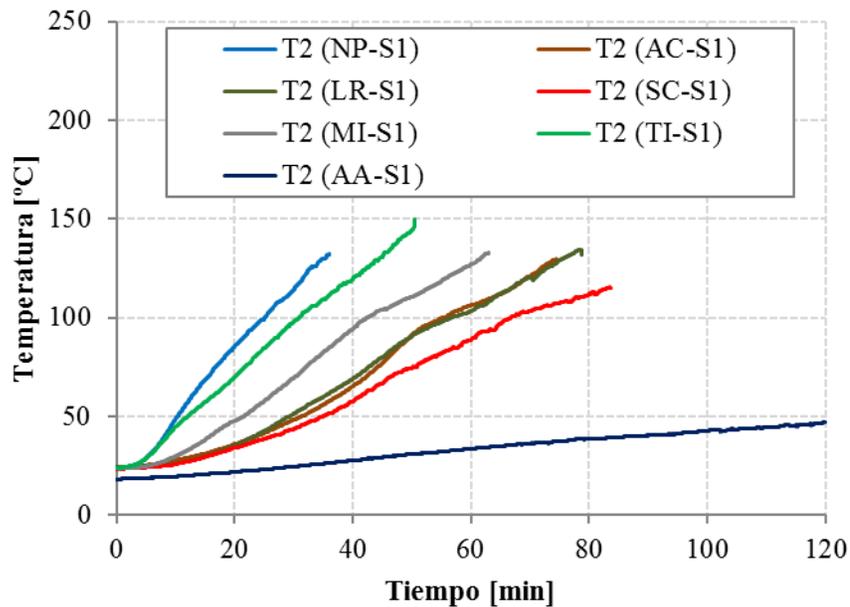
Figura 2. (a) Esquema de ensayo e (b) tipos de exposiciones probados, a una cara (sobre) y en las tres caras (abajo).

Las vigas de GFRP fueron instrumentadas con termopares do tipo K, a través de los cuales fue posible registrar las temperaturas en la sección transversal a mitad del vano, siendo instalados tres termopares en la cara superior (T1-T3), tres termopares en el alma (T4-T6) y cinco termopares en la cara (T7-T11). El posicionamiento de los termopares instaladas en las caras superior e inferior

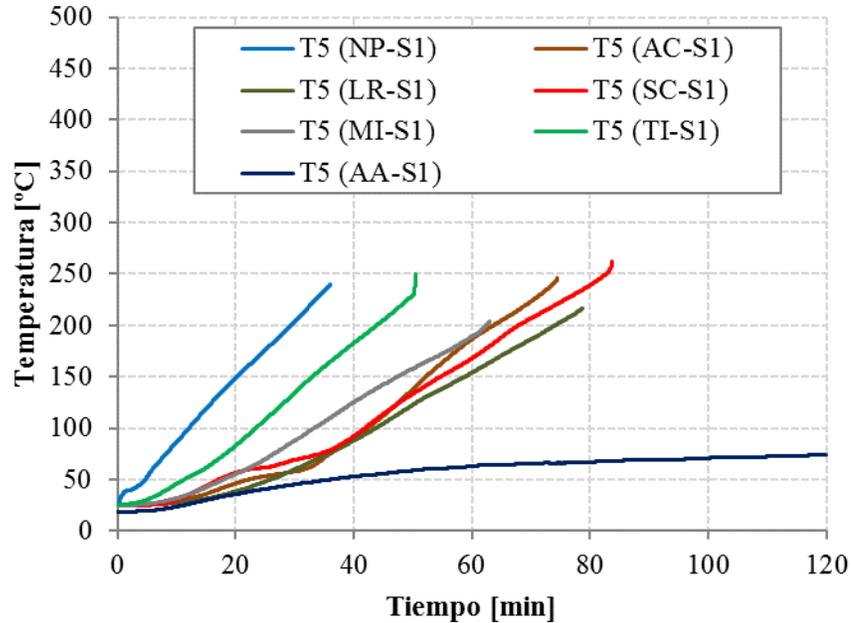
fue realizado de modo de obtener la evolución de las temperaturas a lo largo del espesor de las paredes, en cuanto a la posición de los termopares instaladas en las almas fue colocado de modo que permita la evaluación de las temperaturas a lo largo del alma, tal como se ilustra en la Figura 1a). Posterior a la colocación de los termopares en las posiciones pretendidas, fueron aplicados los respectivos sistemas de protección. A mitad del vano de las vigas de GFRP fue fijado un deflectómetro de hilo de marca *TML* (modelo CDP-500), a través del cual se monitoreo la evolución de las flechas de las vigas.

2.2 Resultados y discusión

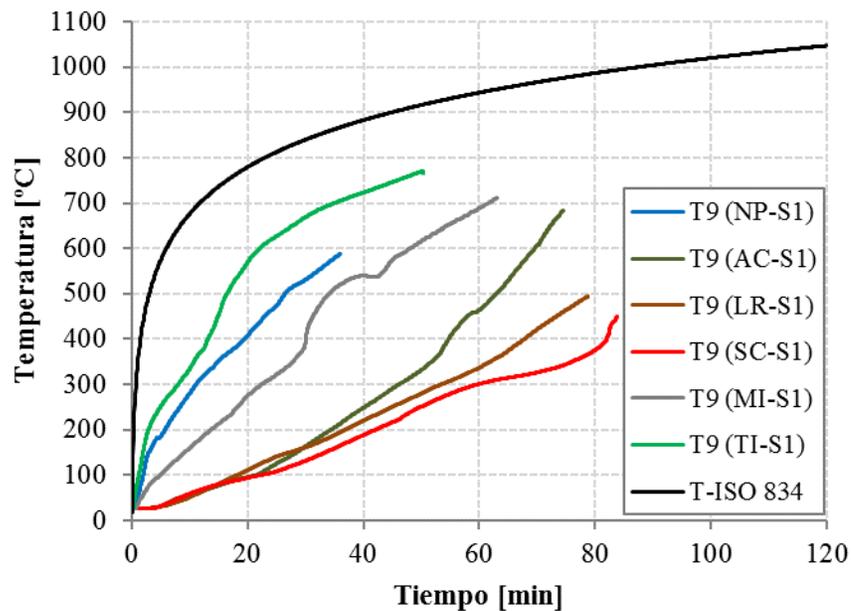
Para evaluar las temperaturas observadas en los diferentes ensayos de resistencia al fuego, fueron analizadas y comparadas las temperaturas a media altura de la cara superior (T2), del alma (T5) y de la cara inferior (T9). En la Figura 3 se presenta la evolución de las temperaturas registradas en las vigas de la serie S1. Como era esperado, la aplicación de protecciones contra el fuego permitió mejorar el desempeño térmico de las vigas de GFRP, *i.e.*, permitió retardar el calentamiento de la sección transversal. De hecho, la aplicación de protecciones permitió reducir significativamente las temperaturas por comparación con la viga no protegida (NP-S1), destacando la eficacia de las protecciones de aglomerado de corcho, lana de roca y silicato de calcio y el enfriamiento con agua, siendo este último sistema el más eficiente en proteger el alma y la cara superior. Es importante destacar que, en la serie S1, el colapso de las vigas ocurrió cuando la temperatura promedio de la cara superior se encontraba próxima de la temperatura de transición vítrea (T_g) del material GFRP (Figura 3a).



(a) En el centro de la cara inferior



(b) A media altura del alma

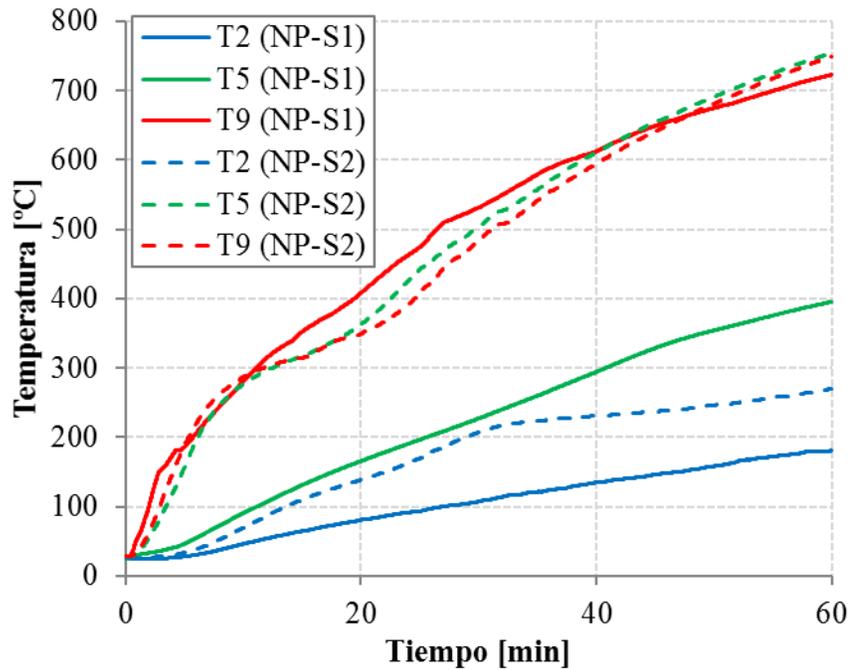


(c) En el centro de la cara inferior de las vigas de la serie S1

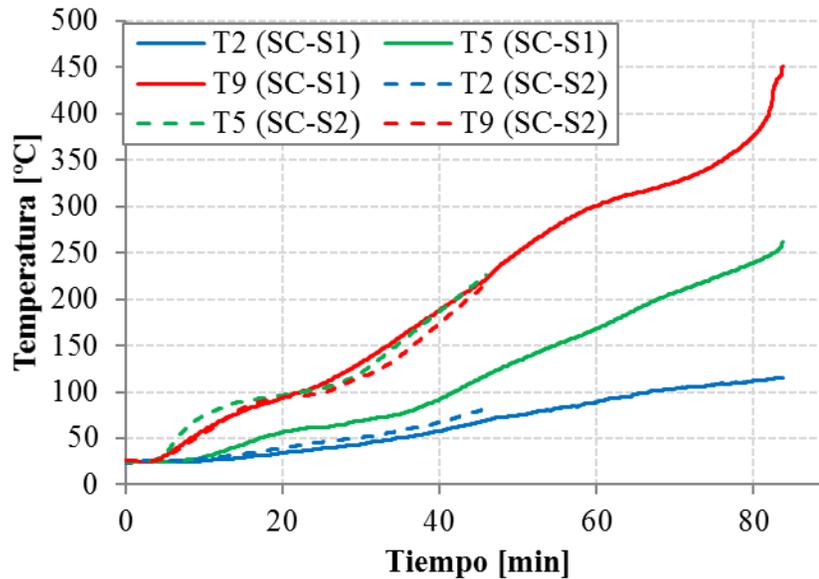
Figura 3. Respuesta térmica: temperaturas.

En la Figura 4 se presenta la comparación de la evolución de las temperaturas en las vigas no protegidas y protegidas con silicato de calcio de las series S1 y S2 (en el caso de las vigas NP, los valores presentados fueron medidos en perfiles auxiliares, no sujetos a cualquier carga; las temperaturas medidas en la viga AA-S2 no son presentadas, por el hecho de la duración de este ensayo ser muy corto). En el caso de las vigas de la serie S2, sobresale el hecho de las curvas de evolución de temperatura de las almas y las caras inferiores ser muy semejantes lo que concuerda con el tipo de exposición al fuego de estas vigas (a tres caras). Tal como en la serie S1, la protección pasiva con silicato de calcio permitió reducir significativamente las temperaturas. En

las vigas de la serie S3, como se esperaba, la evolución de las temperaturas fue muy semejante a la registrada en la serie S1, por el hecho de la exposición térmica haber sido idéntica (a una cara).



(a) En las vigas NP-S1 e NP-S2



(b) En las vigas SC-S1 e SC-S2.

Figura 4. Respuesta térmica: temperaturas registradas.

En la Figura 5a) se presenta la variación de los desplazamientos a mitad del vano de las vigas de la serie S1 en función del tiempo de ensayo. En las vigas sin protección pasiva, durante los instantes iniciales, se observó un rápido aumento de la flecha a mitad del vano, que estará relacionado con la rápida degradación de las propiedades mecánicas de la cara inferior. Posterior a esta fase inicial, el rango de deformación en estas vigas disminuyó, manteniéndose sensiblemente constante hasta el final del ensayo, altura en que volvió a aumentar a una tendencia creciente. En las vigas con

protección pasiva, el aumento de la deformación con el tiempo (variable para las diferentes protecciones) fue menos acentuado, lo que estará naturalmente asociada al calentamiento más lento y gradual de la sección transversal y, consecuentemente, a menor reducción de las propiedades mecánicas del material GFRP. En el caso de la viga con protección activa, a pesar del aumento inicial de deformación haber sido relativamente rápido (lo que estará asociado al hecho de la cara inferior no tener ninguna protección), a partir de cierta altura, se verificó una estabilización de la evolución de la flecha a mitad del vano, que paso a presentar una tasa de crecimiento muy reducida hasta el final de la exposición al fuego. En la Figura 5b) se presenta la comparación de la variación de los desplazamientos a mitad del vano de las vigas de la serie S1 con las de las series S2 y S3. Como era de esperarse, para vigas del mismo tipo, la exposición a tres caras (serie S2) y el aumento de la carga (serie S3), provocaron mayores aumentos de las deformaciones.

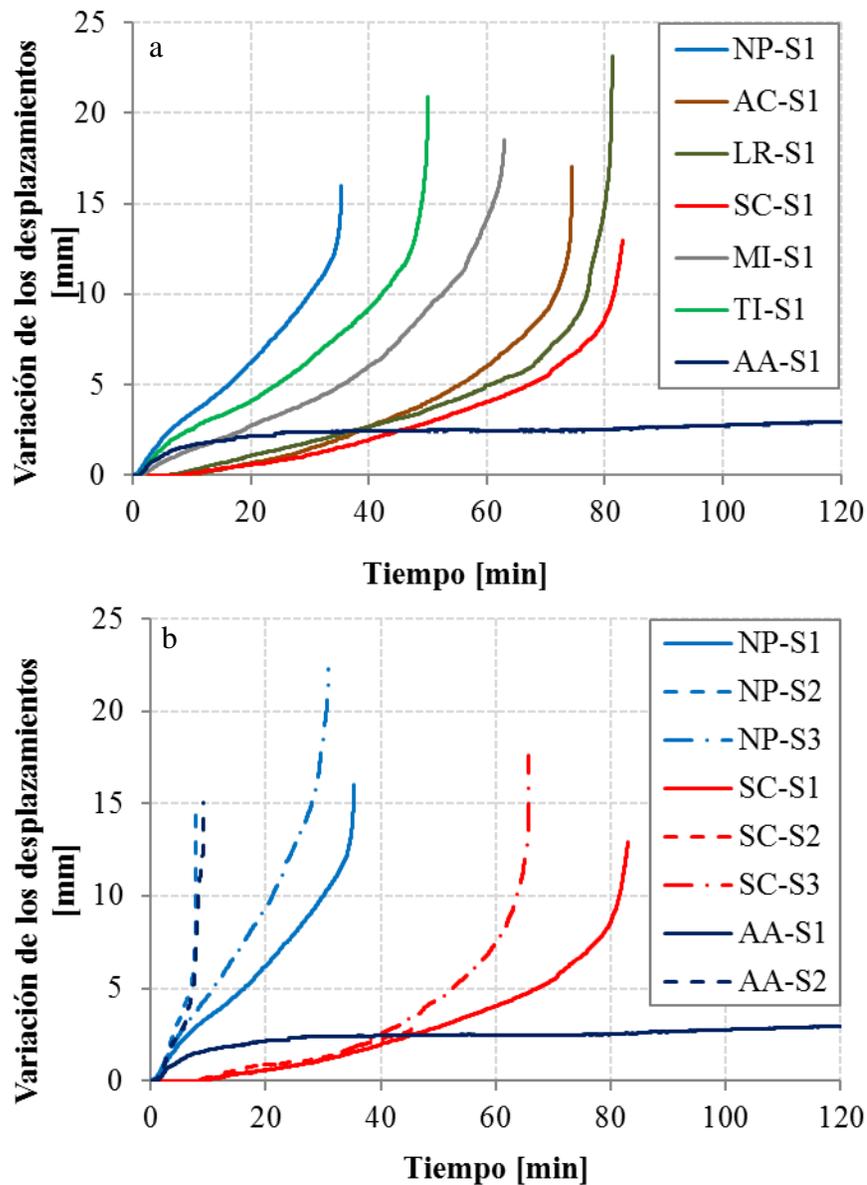


Figura 5. Respuesta mecánica: variación de los desplazamientos registrados a mitad del vano de las vigas (a) de la serie S1 y (b) de las series S1, S2 y S3, no protegida (NP), con silicato de calcio (SC) y enfriada con agua (AA).

Relativamente a los modos de rotura, todas las vigas colapsaron de un modo frágil y sin ninguna señal de pre rotura. La generalidad de las vigas colapsó por compresión longitudinal de la parte superior en la zona central y/o por compresión transversal y corte de las almas sobre uno de los puntos de aplicación de carga, como se ilustra en la Figura 6. Las vigas de la serie S2 (expuestas al fuego a tres caras) no protegida y enfriado con agua parecen haber colapsado por corte/inestabilidad de las almas, que presentaron un arqueado muy significativo en toda la altura. Además, se refiere que la viga enfriada con agua expuesta al fuego en la cara inferior (AA-S1) no colapsó durante 120 minutos, altura en que el ensayo fue interrumpido. En la Figura 7 es presentada una comparación de los tiempos de resistencia al fuego de las diferentes vigas, resaltando (i) la eficacia de los diferentes sistemas de protección, y la reducción de la resistencia al fuego causada (ii) por exposición a tres caras, sobre todo para el sistema con enfriamiento con agua (cuya eficacia es drásticamente disminuida), y (iii) por el aumento da carga.

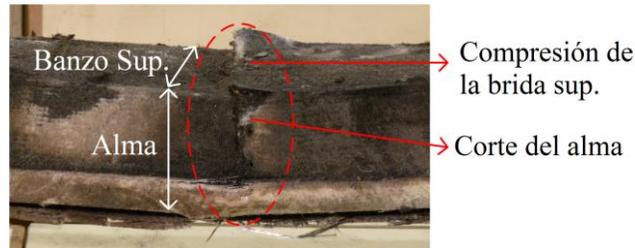


Figura 6. Modo de rotura típico de las vigas ensayadas.

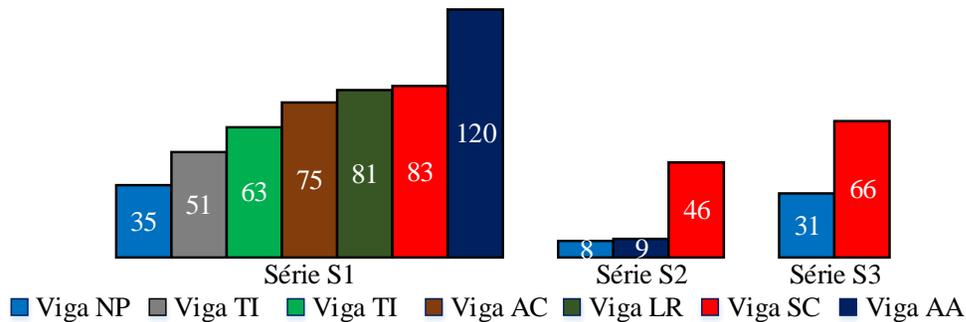


Figura 7. resistencia al fuego (en min) de las vigas ensayadas.

3. ESTUDIO NUMÉRICO

3.1 Modelo numérico

Con la intención de simular los ensayos de resistencia al fuego realizados, se desarrolló un modelo térmico bidimensional para simular la evolución de las temperaturas en la viga de sección tubular expuesta al fuego a una cara y no protegida (viga NP-S1), a través del *software* comercial *ANSYS FLUENT* (ANSYS, 2012). En el modelo desarrollado (Figura 8a) fueron consideradas las siguientes hipótesis: (i) el horno transfiere calor para la parte inferior del perfil por radiación ($\epsilon = 0.70$) y convección ($h = 25 \text{ W/m}^2$); (ii) la transferencia de calor en el perfil ocurre por conducción en el material GFRP, y también por radiación interna ($\epsilon = 0.75$) entre las caras de la cavidad del perfil y por convección del aire contenido; (iii) las almas son superficies adiabáticas; y (iv) la parte superior transfiere calor para la atmósfera exterior por convección ($h = 10 \text{ W/m}^2$) y radiación ($\epsilon = 0.75$).

Cuando la malla adoptada para discretizar la sección transversal de $100 \times 100 \times 8 \text{ mm}$, fueron usados elementos cuadrangulares (*Quad_4*) con 1 mm de lado (para el material sólido y para el

fluido aire), como se ilustra en la Figura 8b, lo que resultó en una malla con 10 000 elementos y 10 201. Relativamente las propiedades térmicas (Tabla 2), fueron consideradas las siguientes hipótesis: (i) para el aire, se consideró que la densidad, el calor específico, la conductividad térmica y la viscosidad cinemática varía con la temperatura (Engineering Toolbox, 2015); (ii) para el material GFRP, se asumió que la densidad, el calor específico y conductividad térmica varían con la temperatura, de acuerdo con Bai *et al.* (2007). Fue realizado un análisis con una duración total de 3600 s, con un intervalo de cálculo (*time step*) de 1 s.

Para además de la referida simulación de la evolución de las temperaturas para una viga no protegida y expuesta al fuego a una cara (E1F), fue también estimada la respuesta térmica de una viga protegida con silicato de calcio (SC) para E1F. Para tal, fue apenas necesario alterar la geometría del modelo y adicionar un nuevo material, siendo que los intercambios de calor entre la protección en SC y del perfil de GFRP ocurren por conducción. Las propiedades térmicas del SC (densidad, calor específico y conductividad) fueron consideradas como variables con la temperatura, de acuerdo con información obtenida a través del facilitador del material. convección y radiación

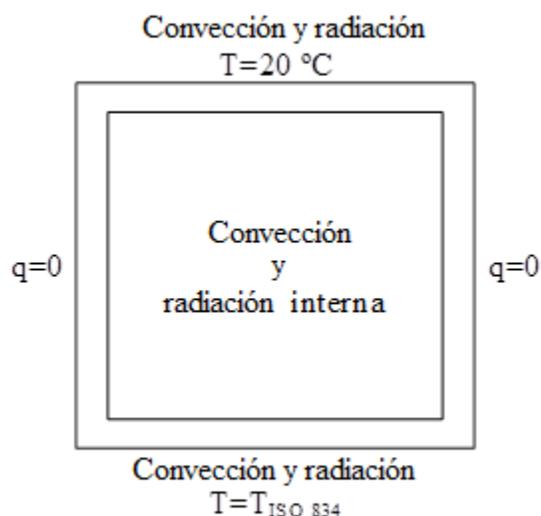


Figura 8. Condiciones de frontera en el modelo numérico.

Tabla 2. Propiedades térmicas consideradas.

Propiedades	GFRP ⁴ (20-1000 °C)	Ar ⁵ (20-1000 °C)
Densidad [kg/m ³]	1890-1351	1.21-0.28
Calor específico [J/kg.°C]	1053-877	1005-1185
Conductividad [W/m.°C]	0.35-0.10	0.03-0.08
Viscosidad [kg/m.s]	-	1.85-4.79 (×10 ⁻⁵)

⁴ (Engineering Toolbox, 2015), ⁵ (Morgado *et al.*, 2013)

3.2 Resultados numéricos vs. experimentales

En la Figura 9 se presentan, a título ilustrativo, la distribución numérica de temperaturas en la sección transversal de la viga NP-S1 posterior y durante 30 min de exposición al fuego. En la Figura 10 se presenta la comparación de las temperaturas experimentales medidas en la viga NP-S1 con los correspondientes valores obtenidos a través del modelo numérico. Se constata que, globalmente, las curvas numéricas son coherentes con las obtenidas experimentalmente, en particular en las partes superiores (T2) e inferiores (T9). Los valores considerablemente más elevados de temperaturas experimentales medidas en el alma (T4, T5 y T6), en especial en su zona

inferior (T5 y T6), podrán estar asociados a un eventual deficiente aislamiento lateral de la parte inferior de las almas, que podrá no haber sido completamente eficaz.

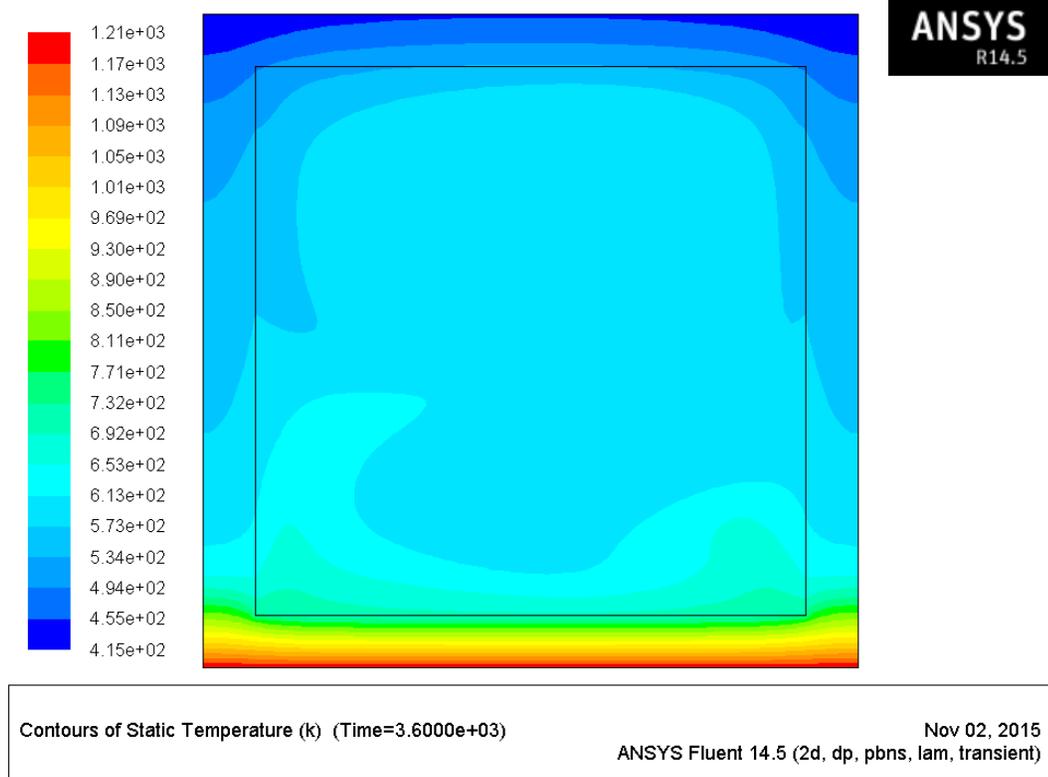


Figura 9. Distribución numérica de temperaturas de la viga NP-S1 (t=60 min).

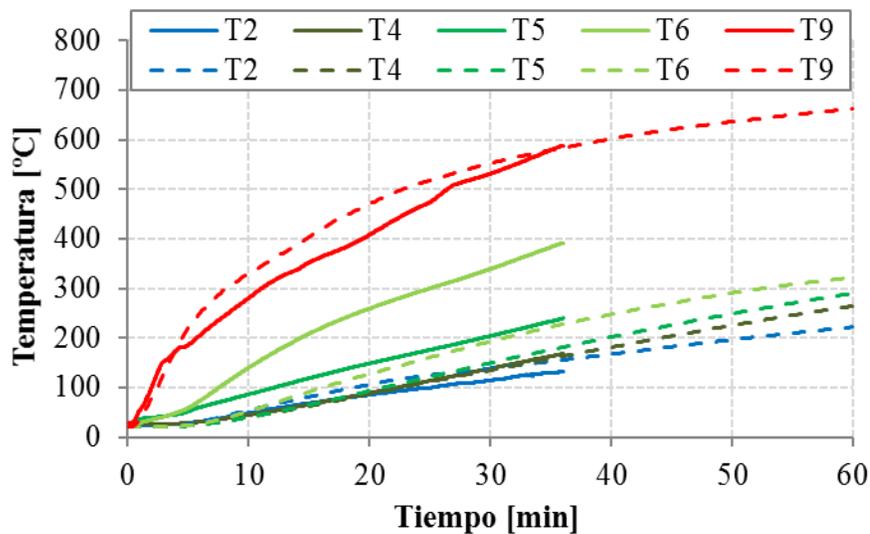


Figura 10. Respuesta térmica de la viga NP-S1: experimental (relleno) y la numérica (punteada).

En la viga protegida con SC, en la Figura 11, es presentada la distribución de temperaturas en la sección. Comparando las temperaturas obtenidas experimentalmente con las obtenidas numéricamente, se observó que, una vez más, las temperaturas numéricas en el alma (T4-T6) fueron inferiores a las experimentales, como se ilustra en la Figura 12, lo que se puede relacionar con un eventual deficiente aislamiento lateral del perfil. La evolución de las temperaturas

numéricas en la cara banzo superior (T2) fue semejante a las experimentales. En la cara inferior (T9), no obstante, las temperaturas numéricas y experimentales presentaron una magnitud semejante, se observan algunas diferencias en términos de las tendencias de aumento de la temperatura (tasa de aumento a lo largo del ensayo). Tal parece estar relacionado con las propiedades térmicas consideradas para el SC (facilitadas por el fabricante), que podrán no reproducir con suficiente precisión el real comportamiento del material.

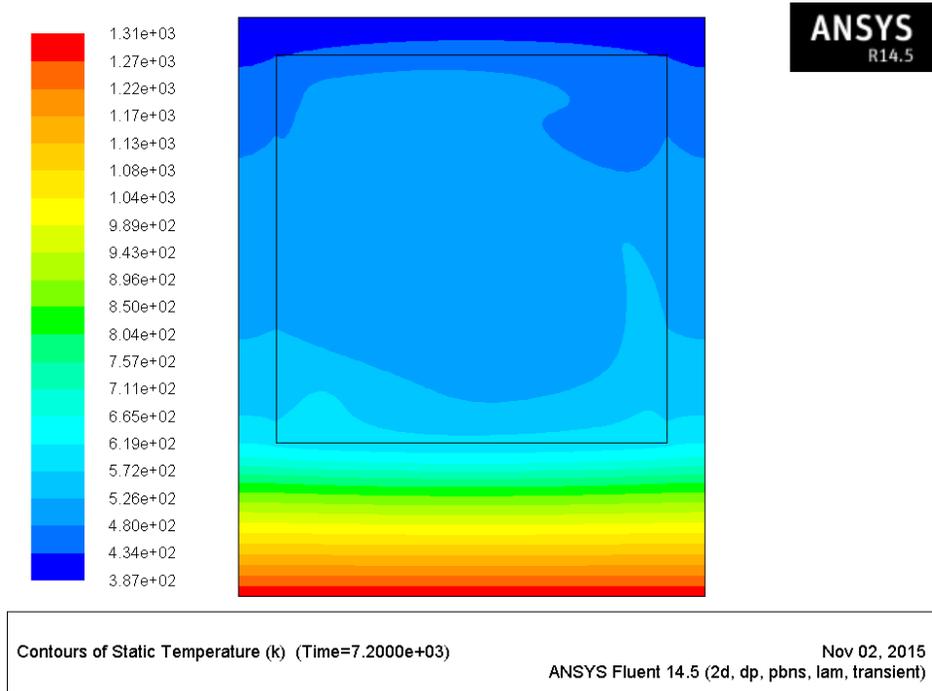


Figura 11. Distribución numérica de temperaturas de la viga SC-S1 (t=60 min).

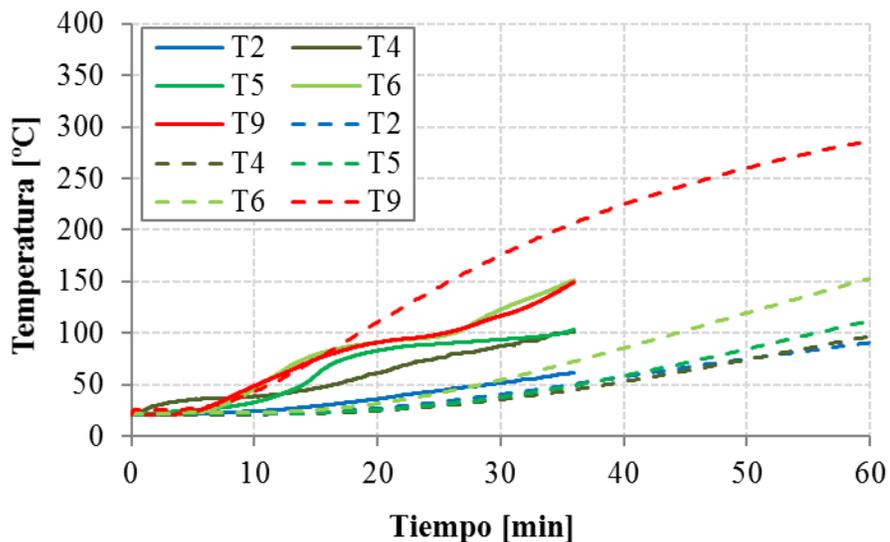


Figura 12. Respuesta térmica de la viga SC-S1: experimental (relleno) y numérica (punteado).

4. ESTUDIO ANALÍTICO

4.1 Modelo analítico

En el estudio analítico fue desarrollado un modelo para simular la respuesta mecánica registrada en los ensayos de resistencia al fuego, en particular para determinar la evolución de los desplazamientos a mitad del vano de las vigas en función del tiempo de exposición al fuego. El modelo analítico desarrollado se basa (i) en un análisis de la sección por el método de las rebanadas, en que, para cada instante de tiempo, es considerada la variación de las propiedades mecánicas del material GFRP con la temperatura, y (ii) en el principio de los trabajos virtuales, aplicando la teoría de vigas de Timoshenko (Bank, 2006), es decir, considerando la deformabilidad por flexión y la deformabilidad por corte.

La semejanza del estudio de Mouritz (2003), la sección transversal de la viga de GFRP fue dividida en varias capas, tal como se ilustra en la Figura 13. Seguidamente, para cada instante de tiempo, fue atribuida una temperatura a cada una de las capas, esa atribución puede ser efectuada a través de los ensayos experimentales o del modelo numérico térmico descrito en la sección anterior. Con base en la temperatura de cada capa, fueron determinados los respectivos módulos de elasticidad y compresión (E_C) y la tracción (E_T) y el módulo de distorsión (G). La variación de las referidas propiedades mecánicas en función de la temperatura fue estimada con base en ensayos realizados en el Instituto Superior Técnico (Correia *et al.*, 2013). Es importante referir que, para cada instante de tiempo, fue calculada la posición del eje neutro (x_{LN}), a través del cual fue calculada la rigidez de flexión equivalente (EI_{eq}) de la sección. Para determinar la rigidez de corte ($G_m A_v$), fue calculado un módulo de distorsión promedio (G_m) para cada instante de tiempo. O G_m fue calculado a través de una ponderación entre el módulo de distorsión en cada rebanada y las áreas de las mismas ($G_m = \sum G_i A_i / \sum A_i$). En lo referente al área de corte (A_v), se consideró que la misma es constante ($A_v = k \times A$, siendo A el área de la sección y k el coeficiente de corte). Una vez estimados los parámetros EI_{eq} y $G_m A_v$, el desplazamiento (δ) a mitad del vano de la viga se obtiene por el principio de los trabajos virtuales, aplicando la ecuación (1), que, tiene en cuenta las parcelas de deformación por flexión y de deformación por corte:

$$\delta(t) = \int \frac{M \bar{M}}{EI_{eq}(t)} dx + \int \frac{V \bar{V}}{G_m A_v(t)} dx \quad (1)$$

4.2 Resultados analíticos vs. experimentales

El modelo antes descrito fue aplicado para estimar la evolución de los desplazamientos a mitad del vano de la viga NP-S1, con sección tubular y expuesta al fuego en una cara. En la Figura 14 es presentada una comparación entre la variación de los desplazamientos a mitad del vano medidos en el ensayo de resistencia al fuego y los valores correspondientes obtenidos a través del modelo analítico, considerando las temperaturas medidas experimentalmente (modelo 1) y las calculadas numéricamente (modelo 2). Se puede observar que, globalmente, el modelo analítico desarrollado ofreció una buena aproximación a los resultados experimentales, considerando que las temperaturas medidas experimentalmente (curva mod. 1), y que las temperaturas calculadas numéricamente (curva mod. 2). En ambos casos, a pesar del modelo haber ofrecido variaciones de desplazamientos ligeramente inferiores a las medidas experimentalmente durante la parte inicial de la exposición térmica, el mismo fue capaz de reproducir el aumento progresivo de la flecha a mitad del vano antes del colapso y presentó también estimativas relativamente precisas (dada la complejidad de los fenómenos que intervinieron) en la resistencia al fuego experimental (35 min) de la viga - 30 min (modelo 1) y 31 min (modelo 2). Sobresale el hecho de que las curvas

analíticas representadas en la Figura 14 presentan un desarrollo menos regular que el experimental, sobretodo en el modelo 1. Eso se debe (i) al número finito de capas consideradas y, sobretodo (ii) a las variaciones de las diferentes propiedades mecánicas del material GFRP con la temperatura considerada en los modelos, que presentan valores constantes para determinados intervalos de temperatura (Correia *et al.*, 2013). En el caso del modelo 1, acrecienta aún el hecho de haber sido considerado un menor número de temperaturas que en el modelo 2.

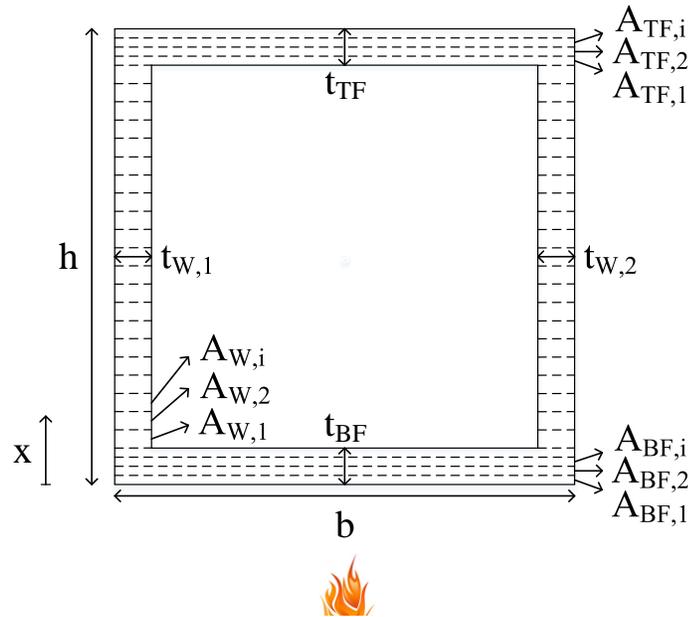


Figura 13. Modelo analítico: discretización de la sección en capas.

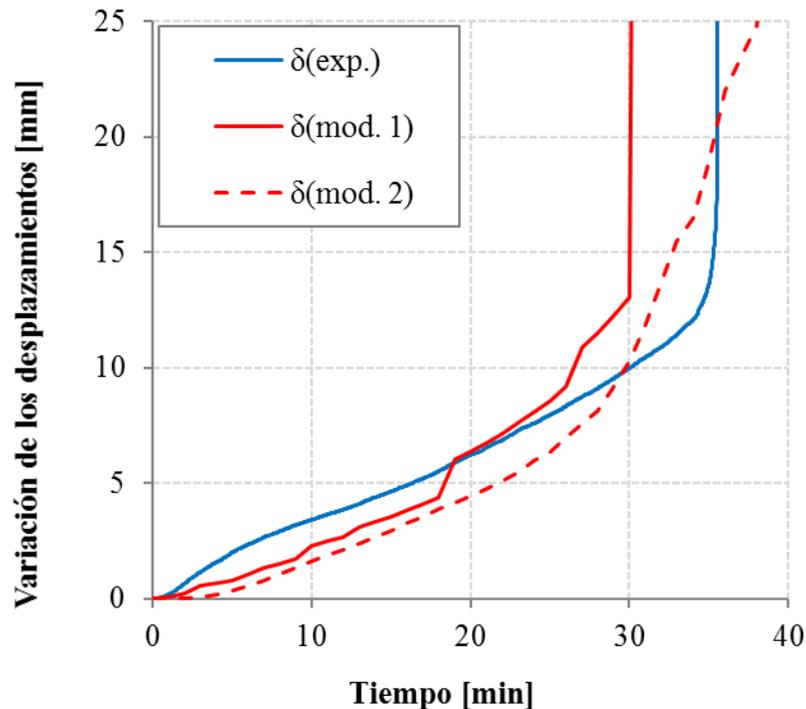


Figura 14. Respuesta mecánica: resultados experimentales y analíticos para la viga NP-S1.

5. CONCLUSIONES

El procedimiento experimental mostró que los diferentes sistemas de protección permitieron mejorar considerablemente el comportamiento al fuego de las vigas de GFRP. Se observó que los materiales de protección más eficaces fueron el aglomerado de corcho, la lana de roca y el silicato de calcio. Importa referir que, para la exposición apenas a una cara, la solución de enfriamiento con agua fue claramente la más eficaz, siendo el tiempo de resistencia al fuego superior a 120 minutos. Se mostró también que la exposición de las tres caras y el aumento de la carga de servicio provocaron reducciones significativas del tiempo de resistencia al fuego. Los ensayos experimentales realizados permitieron además confirmar que los perfiles pultruidos de GFRP, cuando son expuestos a temperaturas elevadas, son más vulnerables a la compresión y el corte que a tracción. De hecho, en la mayor parte de los ensayos, el colapso de las vigas ocurre por compresión longitudinal de la cara superior y/o por compresión y corte de las almas. Las vigas sin protección pasiva expuestas al fuego a tres caras presentaron un mecanismo de colapso por corte con arqueado del alma.

El modelo numérico térmico (bidimensional), desarrollado en el *software* comercial ANSYS FLUENT, permitió evaluar la distribución de temperaturas en las vigas expuestas al fuego a una cara, no protegida y protegida con SC. En este modelo fueron consideradas los intercambios de calor entre el sólido (GFRP e SC) y el ambiente exterior (por radiación y convección), los intercambios de calor entre el sólido y el aire (fluido) en el interior de la cavidad por convección y también por radiación entre las paredes internas de la sección. Se obtuvo una razonable concordancia entre las curvas experimentales y las numéricas referentes a temperatura de las caras superior e inferior. Relativamente las almas, registraron diferencias significativas, que pueden ser explicadas por un deficiente aislamiento lateral entre el perfil de GFRP y las tapas del horno.

El modelo analítico desarrollado permitió estimar la evolución de los desplazamientos a medio vano de la viga no protegida expuesta al fuego en una cara. En este modelo, la sección transversal de la viga fue dividida en capas, las cuales fueron atribuidas a diferentes temperaturas en función del tiempo de exposición al fuego y, consecuentemente, diferentes propiedades mecánicas en tracción, compresión y el corte. Para cada instante de tiempo, las flechas a mitad del vano fueron calculadas a través de la teoría de vigas de Timoshenko. Se obtuvo buena concordancia entre la variación de los desplazamientos con el tiempo y estimativas relativamente precisas de los tiempos de resistencia al fuego.

6. AGRADECIMENTOS

Los autores quieren agradecer a FCT (proyecto PTDC/ECM/100779/2008) y al ICIST por el financiamiento de la investigación. El primer autor agradece a FCT por la beca doctoral SFRH/BD/94907/2013.

7. REFERENCIAS

- Correia, J. R. (2012), “*Materiais compósitos de matriz polimérica*”, em *Ciência e Engenharia dos Materiais de Construção*, IST Press, Lisboa.
- Correia, J. R. (2004), “*Perfis pultruidos de polímero reforzado com fibras de vidro (GFRP). Aplicação de vigas mistas GFRP betão na construção*”, Dissertação de Mestrado em Construção, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa.
- Samanta, A. *et al.* (2004), “*Thermo mechanical assessment of polymer composites subjected to fire*”, The Robert Gordon University, Aberdeen.

- Mouritz, A. P., Gibson, A. G. (2006), “*Fire properties of polymer composite materials*”, Springer, Dordrecht.
- Correia, J. R. *et al.* (2013), “*Mechanical behaviour of pultruded glass fibre reinforced polymer composites at elevated temperature: Experiments and model assessment*”, *Composites Structures*, V. 98, pp. 303-313.
- Ludwig, C. *et al.* (2008), “*Thermal and Thermo mechanical Investigation of Polyester based Composite Beams*”, Fourth International Conference on FRP Composites in Civil Engineering, Zurich.
- Correia, J. R. *et al.* (2010), “*Fire protection system for building floors made of pultruded GFRP profiles. Part 1: Experimental investigations*”, *Composites: Part B*, V. 41, pp. 617-629.
- ISO 834-1 (1999), *Fire resistance tests. Elements of building construction - Part 1: General requirements*, International Standards Organization, Genève.
- Software comercial ANSYS FLUENT, ANSYS, inc, versão 14.2, (2012).
- Morgado, T. *et al.* (2013), “*Comportamento ao fogo de vigas de compósito de GFRP*”, *Revista Internacional Construlink*, nº 32, pp. 4-19.
- Website, http://www.engineeringtoolbox.com/dry-air-properties-d_973.html, (2015).
- Bai, Y., Vallé, T., Keller, T. (2007), “*Modeling of thermos physical properties for FRP composites under elevated and high temperature*”, *Composites Science and Technology*, V. 67, pp. 3098-3109.
- Bank, L. C. (2006), “*Composites for construction: Structural design with FRP materials*”, Wiley, Hoboken.
- Mouritz, A. (2003), “*Simple models for determining the mechanical properties of burnt FRP composites*”, *Materials and Engineering*, V. 359, pp. 237-246.



Un nuevo modelo para diseño de zapatas combinadas rectangulares de lindero con dos lados opuestos restringidos

A. Luévanos Rojas¹

¹Facultad de Ingeniería, Ciencias y Arquitectura. Universidad Juárez del Estado de Durango, Gómez Palacio, Durango, México.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v6i2.137>

Artículo recibido el 28 de noviembre de 2015, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 13 de marzo de 2016. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el primer número del año 2017 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del tercer número del año 2016.

© 2016 ALCONPAT Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 6, No. 2, Mayo – Agosto 2016, es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A.C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Página Web: www.revistaalconpat.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, fecha de última modificación: 30 de mayo de 2016.

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.

RESUMEN

Este documento presenta un nuevo modelo para diseño de zapatas combinadas rectangulares de lindero con dos lados opuestos restringidos tomando en cuenta la presión real del suelo sobre la superficie de contacto de la zapata para obtener: Los momentos alrededor de ejes longitudinales paralelos al eje “Y-Y”; Los momentos alrededor de ejes transversales paralelos al eje “X-X”; La fuerza cortante unidireccional (Cortante por flexión); La fuerza cortante bidireccional (cortante por penetración) para las dos columnas. La presión real del suelo se presenta en función de los elementos mecánicos que actúan en cada columna (P , M_x , y M_y). El enfoque matemático sugerido en este trabajo produce resultados que tienen una exactitud tangible para encontrar la solución más económica.

Palabras clave: diseño de zapatas; zapatas combinadas rectangulares de lindero; momentos; fuerza cortante unidireccional (cortante por flexión); fuerza cortante bidireccional (cortante por penetración).

ABSTRACT

This document presents a new model for the design of rectangular combined boundary footings with two restricted opposite sides, taking into consideration the real pressure of the ground on the contact surface of the footing in order to obtain: the moments around the longitudinal axes parallel to axis “Y-Y”; the moments around the transversal axes parallel to the “X-X” axis; the unidirectional shear force (Flexural shearing); and the bi-directional shear force (penetration shearing) for the two columns. The real pressure of the ground is presented in terms of the mechanical elements that act on each column (P , M_x , and M_y). The mathematical approach suggested in this work gives results with a tangible preciseness in order to find the most economical solution.

Keywords: footing design; rectangular combined boundary footings; moments; unidirectional shearing force (flexural shearing); bi-directional shearing force (penetration shearing).

RESUMO

Este trabalho apresenta um novo modelo a design de footings combinadas retangulares de fronteira com dois lados opostos restringidas, tendo em conta a pressão real do solo na superfície de contato do o footing para obter: Os momentos em torno eixos longitudinais paralelos ao eixo “Y-Y”; Os momentos em torno eixos transversais paralelos ao eixo “X-X”; A força ao cisalhante em um endereço (corte em flexão); A força ao cisalhante em dois endereços (punçoamento) para as duas colunas. A pressão real do solo é apresentada em termos de elementos mecânicos que actuam em cada coluna (P , M_x , e M_y). A abordagem matemática sugerido neste trabalho produz resultados que têm uma precisão tangível para encontrar a solução mais econômica.

Palavras-chave: design de footings; footings combinadas retangulares de fronteira; momentos; força ao cisalhante em um endereço (corte em flexão); força ao cisalhante em dois endereços (punçoamento).

Autor a contactar: Arnulfo Luévanos Rojas (arnulfol_2007@hotmail.com)

1. INTRODUCCIÓN

La subestructura o cimentación es aquella parte de la estructura que se coloca generalmente por debajo de la superficie del terreno y que transmite las cargas al suelo o roca subyacentes. Cada edificación demanda la necesidad de resolver un problema de cimentación. Las cimentaciones se clasifican en superficiales y profundas, las cuales presentan importantes diferencias en cuanto a su geometría, al comportamiento del suelo, a su funcionalidad estructural y a sus sistemas constructivos (Bowles, 1996; Nilson, 1999; Das et al., 2006).

Las cimentaciones superficiales, cuyos sistemas constructivos generalmente no presentan mayores dificultades pueden ser de varios tipos, según su función: zapata aislada, zapata combinada, zapata corrida o losa de cimentación (Bowles, 1996; Das et al., 2006).

El trabajo normal de análisis estructural se realiza normalmente con las hipótesis de que la estructura de los edificios está empotrada en el suelo, es decir, apoyada en un material indeformable (Calavera-Ruiz, 2000; Tomlinson, 2008).

La distribución de la presión del suelo bajo una zapata es una función del tipo de suelo, la rigidez relativa del suelo y la cimentación, y la profundidad de la cimentación a nivel de contacto entre la zapata y el suelo. Una zapata de concreto que descansa sobre suelos granulares gruesos (suelos arenosos) tendrá una distribución de presión similar a la Figura 1(a), cuando una zapata rígida está descansando sobre el suelo arenoso, la arena cerca de los bordes de la zapata tiende a desplazarse lateralmente cuando se carga la zapata, esto tiende a disminuir la presión del suelo cerca de los bordes, mientras que el suelo lejos de los bordes de la zapata está relativamente confinado. En contraste, la distribución de presión bajo una zapata que descansa sobre suelos finos (suelos arcillosos) es similar a la Figura 1(b), cuando la zapata es cargada, el suelo bajo la zapata desvía en una depresión en forma de cuenco, aliviando la presión bajo el centro de la zapata. Para fines de diseño, es común asumir que la presión del suelo se distribuye linealmente. La distribución de la presión será uniforme, si el centroide de la zapata coincide con la resultante de las cargas aplicadas, como se muestra en la Figura 1(c) (Bowles, 1996; Nilson, 1999).

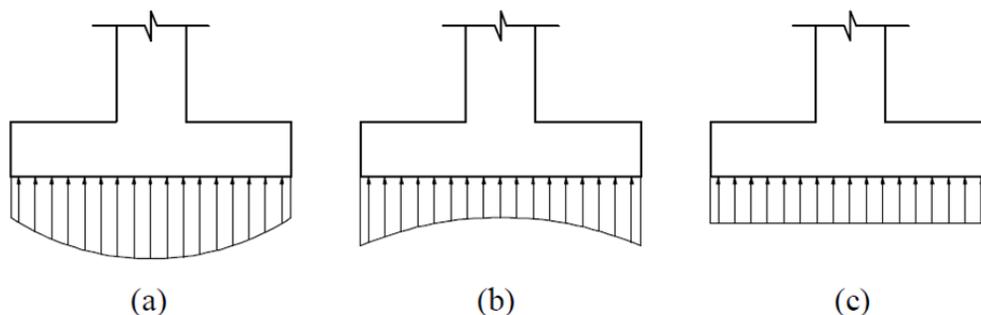


Figura 1. Distribución de la presión bajo la zapata: (a) Zapata sobre suelos granulares gruesos; (b) Zapata sobre suelos finos; (c) Distribución uniforme equivalente.

Una zapata combinada es una zapata larga que soporta dos o más columnas en (típicamente dos) una fila (Kurian, 2005; Punmia et al., 2007; Varghese, 2009).

Las zapatas combinadas se utilizan cuando: 1) La relación existente entre cargas, capacidad admisible del suelo de la cimentación y la distancia entre columnas adyacentes imposibilitan la construcción de zapatas aisladas. 2) Una columna exterior queda tan cerca del lindero de la propiedad que no es posible centrar una zapata aislada bajo ella (Nilson, 1999; Kurian, 2005; Punmia et al., 2007; Varghese, 2009).

Las zapatas combinadas se diseñan de modo que el centroide del área de la zapata coincida con la resultante de las cargas de las dos columnas. Esto produce una presión de contacto uniforme sobre la totalidad del área y evita la tendencia a la inclinación de la zapata. Vistas en planta, estas zapatas son rectangulares, trapezoidales o en forma de T, y los detalles de su forma se acomodan para que coincidan su centroide y el de la resultante (Nilson, 1999; Kurian, 2005; Punmia et al., 2007; Varghese, 2009).

Otro recurso que se utiliza cuando una zapata sencilla no puede centrarse bajo una columna exterior, consiste en colocar la zapata para la columna exterior en forma excéntrica y conectarla con la zapata de la columna interior más cercana mediante una viga o una banda de amarre. Esta viga de amarre, al estar balanceada por la carga de la columna interior, resiste la tendencia a la inclinación de la zapata exterior excéntrica e iguala las presiones bajo ésta. Este tipo de cimentaciones se conoce como zapatas con vigas de amarre, en voladizo o conectadas (Nilson, 1999; Kurian, 2005; Punmia et al., 2007; Varghese, 2009).

Otra solución para diseñar las zapatas combinadas bajo columnas sometidas a flexión biaxial es considerar la presión máxima del suelo y esta es considerada uniforme en todos los puntos de contacto (Calavera-Ruiz, 2000; Tomlinson, 2008).

Algunos documentos recientemente publicados considerando la presión real del suelo son: Diseño de zapatas aisladas de forma rectangular utilizando un nuevo modelo (Luévanos-Rojas et al, 2013); Diseño de zapatas aisladas de forma circular utilizando un nuevo modelo (Luévanos-Rojas, 2014a); Diseño de zapatas combinadas de lindero de forma rectangular utilizando un nuevo modelo (Luévanos-Rojas, 2014b), esta zapata considera un solo lado restringido.

Este documento presenta un nuevo modelo para diseño de zapatas combinadas rectangulares de lindero con dos lados opuestos restringidos para obtener: 1) Los momentos alrededor de un eje longitudinal (un eje *a-a* con un ancho "*b₁*", y un eje *b-b* con un ancho "*b₂*" que son paralelas al eje "Y-Y"; 2) Los momentos alrededor de un eje transversal (un eje *c-c*, un eje *d-d*, y un eje *e-e* que son paralelas al eje "X-X"); 3) La fuerza cortante unidireccional (Cortante por flexión) sobre los ejes *f-f*, *g-g*, *h-h* e *i-i*; 4) La fuerza cortante bidireccional (Cortante por penetración) sobre una sección rectangular formada por los puntos 5, 6, 7 y 8 para la columna 1 (frontera izquierda) y la sección rectangular formada por los puntos 9, 10, 11 y 12 para la columna 2 (frontera derecha). La presión real del suelo que actúa en la superficie de contacto de la zapata es diferente en las cuatro esquinas, esta presión se presenta en términos de los elementos mecánicos que actúan en cada columna (carga axial, momento alrededor del eje "X", y momento alrededor del eje "Y"). El enfoque matemático sugerido en este trabajo produce resultados que tienen una exactitud tangible para todos los problemas, parte principal de esta investigación para encontrar la solución más económica.

2. MODELO PROPUESTO

2.1 Consideraciones generales

Según los requisitos del Código de Construcción para Concreto Estructural y Comentarios, las secciones críticas son: 1) el momento máximo se encuentra en la cara de la columna, pedestal, o muro, para zapatas que soportan una columna de concreto, pedestal, o muro; 2) la fuerza cortante por flexión se presenta a una distancia "*d*" (distancia desde la fibra extrema comprimida al centro del acero de refuerzo longitudinal) se medirán desde la cara de la columna, pedestal, o muro para zapatas que soportan una columna, pedestal, o en la pared, y 3) la fuerza de corte por penetración se localiza de manera que el perímetro "*b_o*" es un mínimo, pero no tiene por qué acercarse a menos de "*d/2*" a: (a) Los bordes o esquinas de las columnas, las cargas concentradas, o zonas de reacción,

y (b) Los cambios en el espesor de la losa, tales como bordes de capiteles, ábacos, o tapas de corte (ACI, 2013; McCormac y Brown, 2013).

La ecuación general para cualquier tipo de zapata sujetas a flexión bidireccional es (González-Cuevas y Robles-Fernández-Villegas, 2005; Punmia et al., 2007; Gere y Goodo, 2009):

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x y}{I_x} \pm \frac{M_y x}{I_y} \quad (1)$$

dónde:

σ : presión que ejerce el suelo sobre la zapata (presión del terreno),

A : área de contacto de la zapata,

P : carga axial aplicada en el centro de gravedad de la zapata,

M_x : momento alrededor del eje “X”,

M_y : momento alrededor del eje “Y”,

x : distancia en dirección “X” medida a partir del eje “Y” a la fibra en estudio,

y : distancia en dirección “Y” medida a partir del eje “X” a la fibra en estudio,

I_y : momento de inercia alrededor del eje “Y”,

I_x : momento de inercia alrededor del eje “X”.

2.2. Modelo para el dimensionamiento de las zapatas

En la Figura 2 se muestra una zapata combinada rectangular de linderos con dos lados opuestos restringidos soportando dos columnas rectangulares de diferentes dimensiones, cada columna sujeta a una carga axial y momento en dos direcciones (flexión bidireccional).

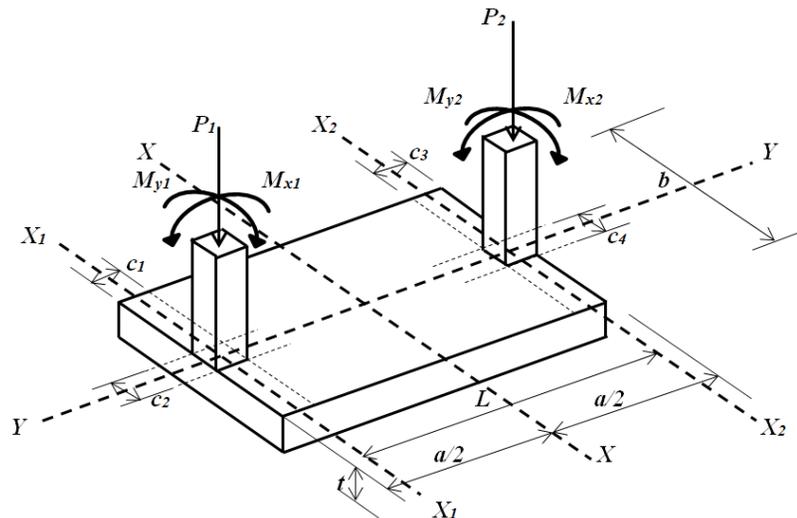


Figura 2. Zapata combinada rectangular de linderos con dos lados opuestos restringidos

El valor de “a” es fijo y se puede expresar en función de “L” como sigue:

$$a = L + \frac{c_1}{2} + \frac{c_3}{2} \quad (2)$$

dónde: a es la dimensión de la zapata paralela al eje “Y”.

Sustituyendo $A = ab$, $I_x = ba^3/12$, $I_y = ab^3/12$, $y = a/2$, $x = b/2$ en la ecuación (1) se obtiene:

$$\sigma = \frac{R}{ab} \pm \frac{6M_{xT}}{ba^2} \pm \frac{6M_{yT}}{ab^2} \quad (3)$$

dónde:

b : dimensión de la zapata paralela al eje “X”,

$R = P_1 + P_2$, $M_{yT} = M_{y1} + M_{y2}$: momento total alrededor del eje “Y”,

$M_{xT} = M_{x1} + M_{x2} + P_1(a/2 - c_1/2) - P_2(a/2 - c_3/2)$: momento total alrededor del eje “X”.

Si se considera que la presión del terreno debe ser cero, ya que el suelo no es capaz de resistir tracciones, el valor de “ b ” se obtiene:

$$b = \frac{6M_{yT}a}{Ra - 6M_{xT}} \quad (4)$$

Si se considera que la presión del terreno debe ser la capacidad de carga admisible disponible del suelo “ σ_{adm} ”, el valor de “ b ” se encuentra:

$$b = \frac{Ra + 6M_{xT} + \sqrt{(Ra + 6M_{xT})^2 + 24\sigma_{adm}M_{yT}a^3}}{2\sigma_{adm}a^2} \quad (5)$$

La capacidad de carga admisible disponible del suelo se obtiene de la siguiente manera:

$$\sigma_{adm} = q_a - \gamma_{ppz} - \gamma_{pps} \quad (6)$$

dónde: q_a es la capacidad de carga admisible del suelo, γ_{ppz} es el peso propio de la zapata, γ_{pps} es el peso propio del relleno del suelo.

2.3. Nuevo modelo para diseño de zapatas

La Figura 3 muestra el diagrama de presión para zapatas combinadas rectangulares de lindero con dos lados opuestos restringidos sometidas a una carga axial y el momento en dos direcciones (flexión bidireccional) en cada columna, en donde la presión se presenta diferente en las cuatro esquinas y variando linealmente a lo largo de toda la superficie de contacto.

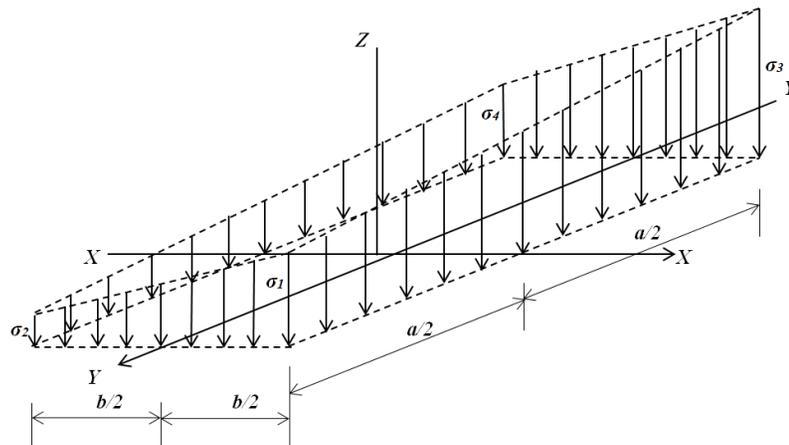


Figura 3. Diagrama de presión para zapata combinada rectangular de lindero con dos lados opuestos restringidos

La Figura 4 presenta unas zapatas combinadas rectangulares de lindero con dos lados opuestos restringidos para obtener la presión en cualquier lugar de la superficie de contacto del miembro estructural debido a la presión que se ejerce por el suelo.

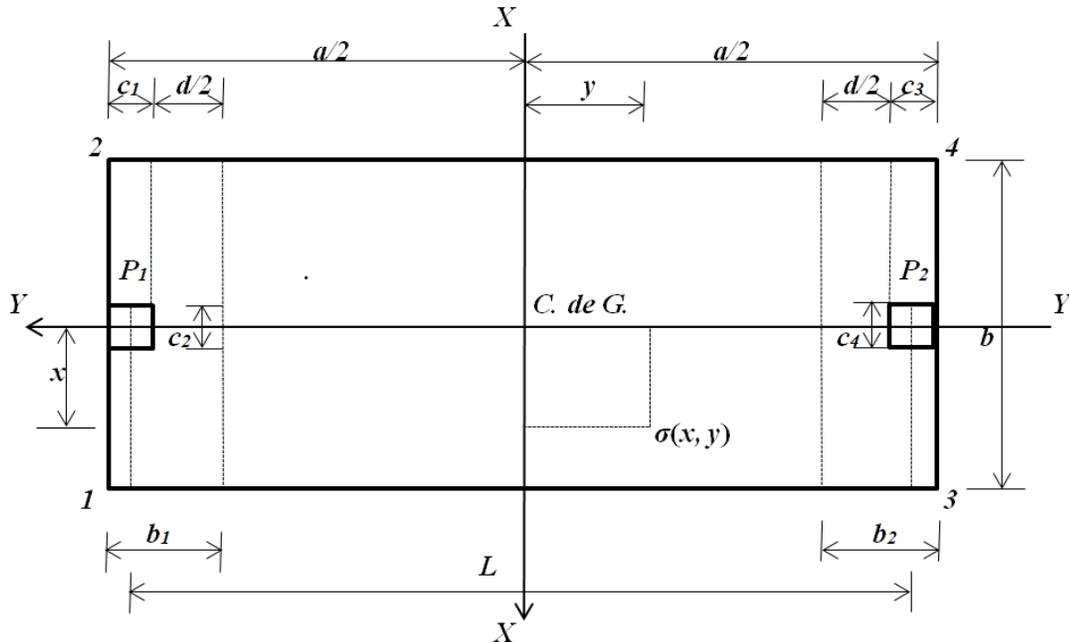


Figura 4. Zapata combinada rectangular de lindero con dos lados opuestos restringidos

La presión del terreno en la dirección transversal es:

Para la columna 1 es:

$$\sigma_{P_1}(x, y) = \frac{P_1}{b_1 b} + \frac{12M_{y1}x}{b_1 b^3} + \frac{12[M_{x1} + P_1(b_1/2 - c_1/2)]y}{bb_1^3} \quad (7)$$

Para la columna 2 es:

$$\sigma_{P_2}(x, y) = \frac{P_2}{b_2 b} + \frac{12M_{y2}x}{b_2 b^3} + \frac{12[M_{x2} + P_2(b_2/2 - c_3/2)]y}{bb_2^3} \quad (8)$$

La presión del terreno en la dirección longitudinal es:

$$\sigma(x, y) = \frac{R}{ab} + \frac{12M_{yT}x}{ab^3} + \frac{12M_{xT}y}{ba^3} \quad (9)$$

dónde: $b_1 = c_1 + d/2$ es el ancho de la superficie de falla bajo la columna 1, $b_2 = c_3 + d/2$ es el ancho de la superficie de falla bajo la columna 2.

2.3.1. Momentos

Las secciones críticas para los momentos se muestran en la Figura 5. Estas se presentan en las secciones *a-a*, *b-b*, *c-c*, *d-d* y *e-e*.

2.3.1.1. Momentos alrededor del eje “a-a”

La fuerza resultante “ F_{Ra} ” se encuentra a través del volumen de presión de la zona formada por el eje *a-a* con un ancho $b_1 = c_1 + d/2$ y el extremo libre de la zapata rectangular, donde la presión mayor se presenta:

$$F_{Ra} = \int_{-b_1/2}^{b_1/2} \int_{c_2/2}^{b/2} \sigma_{P_1}(x, y) dx dy = \frac{[P_1 b^2 + 3M_{y1}(b + c_2)](b - c_2)}{2b^3} \quad (10)$$

Ahora el centro de gravedad “ x_{ca} ” se obtiene:

$$x_{ca} = \frac{\int_{-b_1/2}^{b_1/2} \int_{c_2/2}^{b/2} x \sigma_{P_1}(x, y) dx dy}{\int_{-b_1/2}^{b_1/2} \int_{c_2/2}^{b/2} \sigma_{P_1}(x, y) dx dy} = \frac{P_1 b^2 (b + c_2) + 4M_{y1}(b^2 + bc_2 + c_2^2)}{4[P_1 b^2 + 3M_{y1}(b + c_2)]} \quad (11)$$

El momento alrededor del eje “a-a” se encuentra por medio de la siguiente ecuación:

$$M_{a-a} = F_{Ra}(x_{ca} - c_2/2) \quad (12)$$

Sustituyendo la ecuación (10) y (11) en la ecuación (12) se obtiene:

$$M_{a-a} = \frac{[P_1 b^2 + 2M_{y1}(2b + c_2)](b - c_2)^2}{8b^3} \quad (13)$$

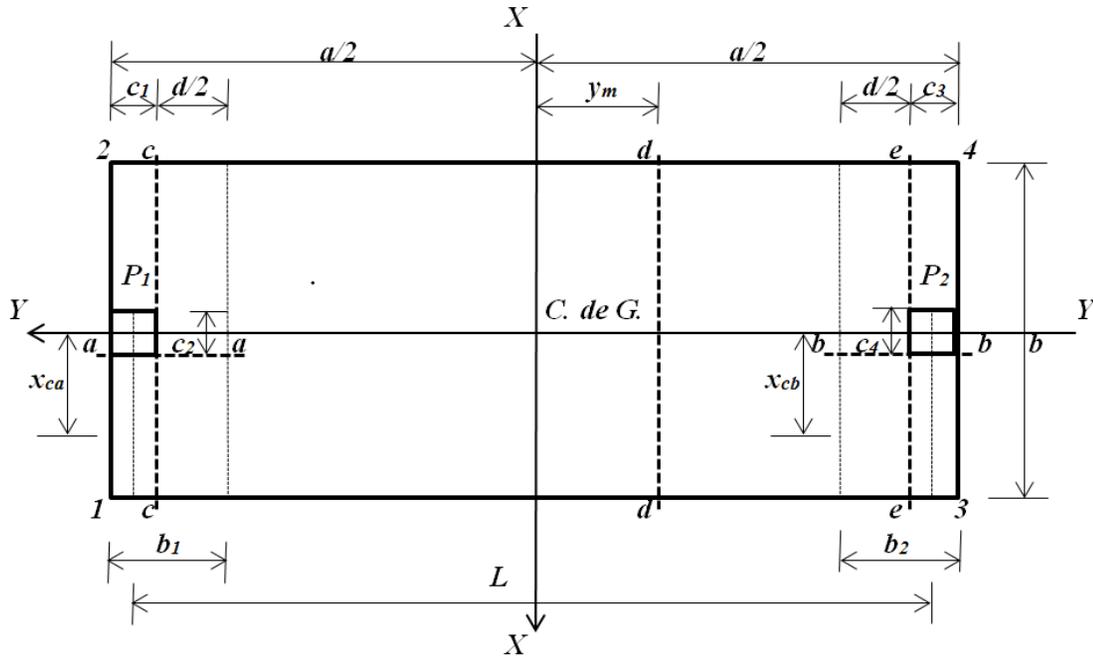


Figura 5. Secciones críticas para los momentos

2.3.1.2. Momentos alrededor del eje “b-b”

La fuerza resultante “ F_{Rb} ” se encuentra a través del volumen de presión de la zona formada por el eje b-b con un ancho $b_2 = c_3 + d/2$ y el extremo libre de la zapata rectangular, donde la presión mayor se presenta:

$$F_{Rb} = \int_{-b_2/2}^{b_2/2} \int_{c_4/2}^{b/2} \sigma_{P_2}(x, y) dx dy = \frac{[P_2 b^2 + 3M_{y_2}(b + c_4)](b - c_4)}{2b^3} \quad (14)$$

Ahora el centro de gravedad “ x_{cb} ” se obtiene:

$$x_{cb} = \frac{\int_{-b_2/2}^{b_2/2} \int_{c_4/2}^{b/2} x \sigma_{P_2}(x, y) dx dy}{\int_{-b_2/2}^{b_2/2} \int_{c_4/2}^{b/2} \sigma_{P_2}(x, y) dx dy} = \frac{P_2 b^2 (b + c_4) + 4M_{y_2} (b^2 + b c_4 + c_4^2)}{4 [P_2 b^2 + 3M_{y_2} (b + c_4)]} \quad (15)$$

El momento alrededor del eje “b-b” se encuentra por medio de la siguiente ecuación:

$$M_{b-b} = F_{Rb} (x_{cb} - c_4/2) \quad (16)$$

Sustituyendo la ecuación (14) y (15) en la ecuación (16) se obtiene:

$$M_{b-b} = \frac{[P_2 b^2 + 2M_{y_2} (2b + c_4)] (b - c_4)^2}{8b^3} \quad (17)$$

2.3.1.3. Momentos alrededor del eje “c-c”

La fuerza resultante “ F_{Rc} ” es el volumen de presión del área formada por el eje c-c y las esquinas 1 y 2, esta se presenta como sigue:

$$F_{Rc} = \int_{a/2-c_1}^{a/2} \int_{-b/2}^{b/2} \sigma(x,y) dx dy = \frac{[Ra^2 + 6M_{xT}(a - c_1)]c_1}{a^3} \quad (18)$$

El centro de gravedad “ y_{cc} ” del volumen de presión del área formada por el eje c-c y las esquinas 1 y 2 se obtiene:

$$y_{cc} = \frac{\int_{a/2-c_1}^{a/2} \int_{-b/2}^{b/2} y\sigma(x,y) dx dy}{\int_{a/2-c_1}^{a/2} \int_{-b/2}^{b/2} \sigma(x,y) dx dy} = \frac{Ra^2(a - c_1) + 2M_{xT}(3a^2 - 6ac_1 + 4c_1^2)}{2Ra^2 + 12M_{xT}(a - c_1)} \quad (19)$$

El momento alrededor del eje “c-c” se encuentra por medio de la siguiente ecuación:

$$M_{c-c} = F_{Rc} \left[y_{cc} - \left(\frac{a}{2} - c_1 \right) \right] - P_1 \left(\frac{c_1}{2} + \frac{M_{x1}}{P_1} \right) \quad (20)$$

Sustituyendo la ecuación (18) y (19) en la ecuación (20) se obtiene:

$$M_{c-c} = - \frac{(P_1 c_1 + 2M_{x1})a^3 - [Ra^2 + 2M_{xT}(3a - 2c_1)]c_1^2}{2a^3} \quad (21)$$

2.3.1.4. Momentos alrededor del eje “d-d”

En primer lugar, se debe localizar la posición del eje d-d que es donde se ubica el momento máximo. Cuando la fuerza cortante tiene valor cero, el momento es máximo, entonces la fuerza cortante “ $V_y = F_{Rd} - P_1$ ” a una distancia “ y_m ” se presenta de la siguiente manera:

$$V_y = \int_{y_m}^{a/2} \int_{-b/2}^{b/2} \sigma(x,y) dx dy - P_1 = \frac{(R - 2P_1)a^3 + 3M_{xT}a^2 - 2Ra^2y_m - 12M_{xT}y_m^2}{2a^3} \quad (22)$$

La fuerza cortante “ V_y ” se hace igual a cero y el valor de “ y_m ” se obtiene:

$$y_m = \frac{a \left[\sqrt{R^2 a^2 + 12M_{xT} a (R - 2P_1) + 36M_{xT}^2} - Ra \right]}{12M_{xT}} \quad (23)$$

El centro de gravedad “ y_{cd} ” del volumen de presión del área formada por el eje $d-d$ y las esquinas 1 y 2 se obtiene:

$$y_{cd} = \frac{\int_{y_m}^{a/2} \int_{-b/2}^{b/2} y\sigma(x,y) dx dy}{\int_{y_m}^{a/2} \int_{-b/2}^{b/2} \sigma(x,y) dx dy} = \frac{(Ra + 4M_{xT})a^3 - 4(Ra^2 + 8M_{xT}y_m)y_m^2}{4(Ra + 3M_{xT})a^2 - 8(Ra^2 + 6M_{xT}y_m)y_m} \quad (24)$$

El momento alrededor del eje “ $d-d$ ” se encuentra por medio de la siguiente ecuación:

$$M_{d-d} = F_{Rd}(y_{cd} - y_m) - P_1 \left(\frac{a}{2} - \frac{c_1}{2} + \frac{M_{x1}}{P_1} - y_m \right) \quad (25)$$

Sustituyendo la ecuación (22) y (24) en la ecuación (25) se obtiene:

$$M_{d-d} = - \frac{4[P_1(a - c_1 - 2y_m) + 2M_{x1}]a^3 - [Ra^2 + 4M_{xT}(a + y_m)](a - 2y_m)^2}{8a^3} \quad (26)$$

2.3.1.5. Momentos alrededor del eje “ $e-e$ ”

La fuerza resultante “ F_{Re} ” es el volumen de presión del área formada por el eje $d-d$ y las esquinas 1 y 2, esta se presenta como sigue:

$$F_{Re} = \int_{-a/2+c_3}^{a/2} \int_{-b/2}^{b/2} \sigma(x,y) dx dy = \frac{[Ra^2 + 6M_{xT}c_3](a - c_3)}{a^3} \quad (27)$$

El centro de gravedad “ y_{ce} ” del volumen de presión del área formada por el eje $e-e$ y las esquinas 1 y 2 se obtiene:

$$y_{ce} = \frac{\int_{-a/2+c_3}^{a/2} \int_{-b/2}^{b/2} y\sigma(x,y) dx dy}{\int_{-a/2+c_3}^{a/2} \int_{-b/2}^{b/2} \sigma(x,y) dx dy} = \frac{Ra^2c_3 + 2M_{xT}(a^2 - 2ac_3 + 4c_3^2)}{2Ra^2 + 12M_{xT}c_3} \quad (28)$$

El momento alrededor del eje “ $e-e$ ” se encuentra por medio de la siguiente ecuación:

$$M_{e-e} = F_{Re} \left[\left(\frac{a}{2} - c_3 \right) + y_{ce} \right] - P_1 \left(a - \frac{c_1}{2} - c_3 + \frac{M_{x1}}{P_1} \right) \quad (29)$$

Sustituyendo la ecuación (27) y (28) en la ecuación (29) se obtiene:

$$M_{e-e} = -\frac{[P_1(2a - c_1 - 2c_3) + 2M_{x1}]a^3 - [Ra^2 + 2M_{xT}(a + 2c_3)](a - c_3)^2}{2a^3} \quad (30)$$

2.3.1.6. Ecuación de momentos entre las dos columnas

Para obtener la ecuación de momentos entre las dos columnas se sabe que la derivada del momento es la fuerza cortante, por lo tanto, se presenta como sigue:

$$V_y = \frac{dM_y}{dy} \quad (31)$$

dónde: M_y es el momento a una distancia “y”, V_y es la fuerza cortante a una distancia “y”. La ecuación de la fuerza cortante es:

$$V_y = \frac{6M_{xT}y^2}{a^3} + \frac{Ry}{a} + \frac{(2P_1 - R)a - 3M_{xT}}{2a} \quad (32)$$

Sustituyendo la ecuación (32) en la ecuación (31) y desarrollando la integral se obtiene:

$$M_y = \frac{2M_{xT}y^3}{a^3} + \frac{Ry^2}{2a} + \frac{[(2P_1 - R)a - 3M_{xT}]y}{2a} + C \quad (33)$$

Ahora para evaluar la constante de integración “C” se sustituye $y = a/2 - c_1$ y M_{c-c} que aparece en la ecuación (21), el valor de la constante se muestra como sigue:

$$C = \frac{Ra - 4P_1(a - c_1) - 8M_{x1} + 4M_{xT}}{8} \quad (34)$$

Sustituyendo la ecuación (34) en la ecuación (33), la ecuación de momentos se obtiene:

$$M_y = \frac{2M_{xT}y^3}{a^3} + \frac{Ry^2}{2a} + \frac{[(2P_1 - R)a - 3M_{xT}]y}{2a} + \frac{Ra - 4P_1(a - c_1) - 8M_{x1} + 4M_{xT}}{8} \quad (35)$$

2.3.2. Fuerza cortante unidireccional (cortante por flexión)

La sección crítica para la fuerza cortante unidireccional se obtiene a una distancia “d” a partir del paño de la columna, según se muestra en la Figura 6, se presentan en la sección f-f, g-g, h-h e i-i.

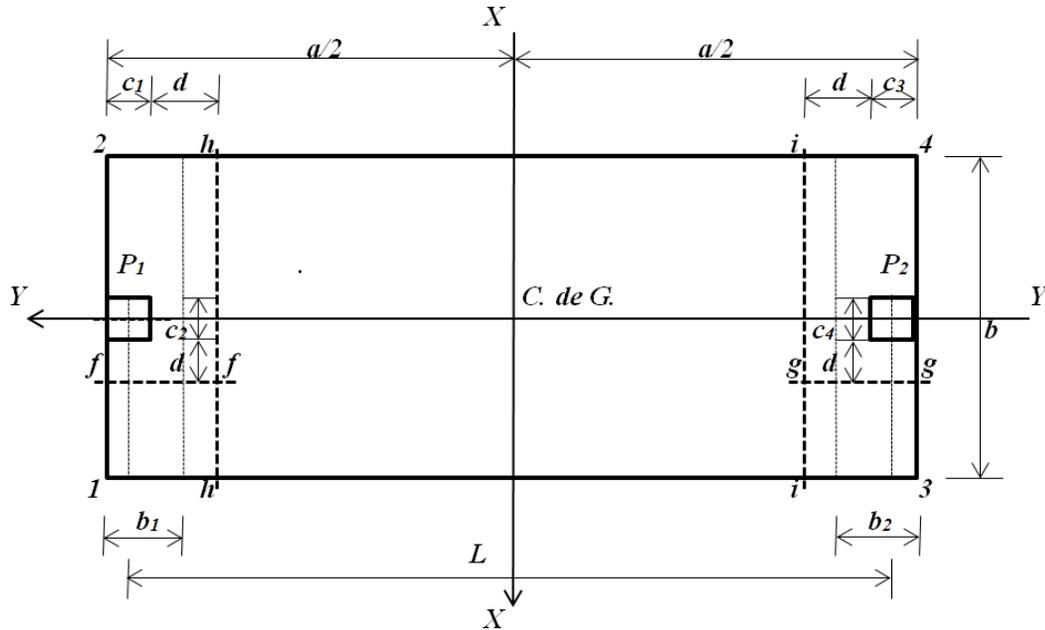


Figura 6. Secciones críticas para las fuerzas cortantes unidireccionales

2.3.2.1. Fuerza cortante en el eje “f-f”

La fuerza cortante por flexión “ V_{ff-f} ” que actúa en el eje f-f de la zapata se encuentra por medio del volumen de presión del área formada por el eje f-f con un ancho “ $b_1 = c_1 + d/2$ ” y el extremo libre de la zapata de forma rectangular, donde se presenta la presión mayor:

$$V_{ff-f} = \int_{-b_1/2}^{b_1/2} \int_{c_2/2+d}^{b/2} \sigma_{P_1}(x, y) dx dy = \frac{[P_1 b^2 + 3M_{y1}(b + c_2 + 2d)](b - c_2 - 2d)}{2b^3} \quad (36)$$

2.3.2.2. Fuerza cortante en el eje “g-g”

La fuerza cortante por flexión “ V_{fg-g} ” que actúa en el eje g-g de la zapata se encuentra por medio del volumen de presión del área formada por el eje g-g con un ancho “ $b_2 = c_3 + d/2$ ” y el extremo libre de la zapata de forma rectangular, donde se presenta la presión mayor:

$$V_{fg-g} = \int_{-b_2/2}^{b_2/2} \int_{c_4/2+d}^{b/2} \sigma_{P_2}(x, y) dx dy = \frac{[P_2 b^2 + 3M_{y2}(b + c_4 + 2d)](b - c_4 - 2d)}{2b^3} \quad (37)$$

2.3.2.3. Fuerza cortante en el eje “h-h”

la fuerza cortante por flexión “ V_{fh-h} ” que actúa en el eje h-h de la zapata es la fuerza “ P_1 ” que actúa en la columna 1 menos el volumen de presión del área formada por el eje h-h y las esquinas 1 y 2 de la zapata y se presenta como sigue:

$$V_{fh-h} = P_1 - \int_{a/2-c_1-d}^{a/2} \int_{-b/2}^{b/2} \sigma(x, y) dx dy = \frac{P_1 a^3 - [Ra^2 + 6M_{xT}(a - c_1 - d)](c_1 + d)}{a^3} \quad (38)$$

2.3.2.4. Fuerza cortante en el eje “i-i”

La fuerza cortante por flexión “ V_{fi-i} ” que actúa en el eje $i-i$ de la zapata es la fuerza “ P_1 ” que actúa en la columna 1 menos el volumen de presión del área formada por el eje $i-i$ y las esquinas 1 y 2 de la zapata y se presenta como sigue:

$$V_{fi-i} = P_1 - \int_{-a/2+c_3+d}^{a/2} \int_{-b/2}^{b/2} \sigma(x,y) dx dy = \frac{P_1 a^3 - [Ra^2 + 6M_{xT}(c_3 + d)](a - c_3 - d)}{a^3} \quad (39)$$

2.3.3. Fuerza cortante bidireccional (Cortante por penetración)

La sección crítica para fuerza cortante bidireccional aparece a una distancia “ $d/2$ ” a partir del paño de la columna en ambas direcciones, según se muestra en la Figura 7.

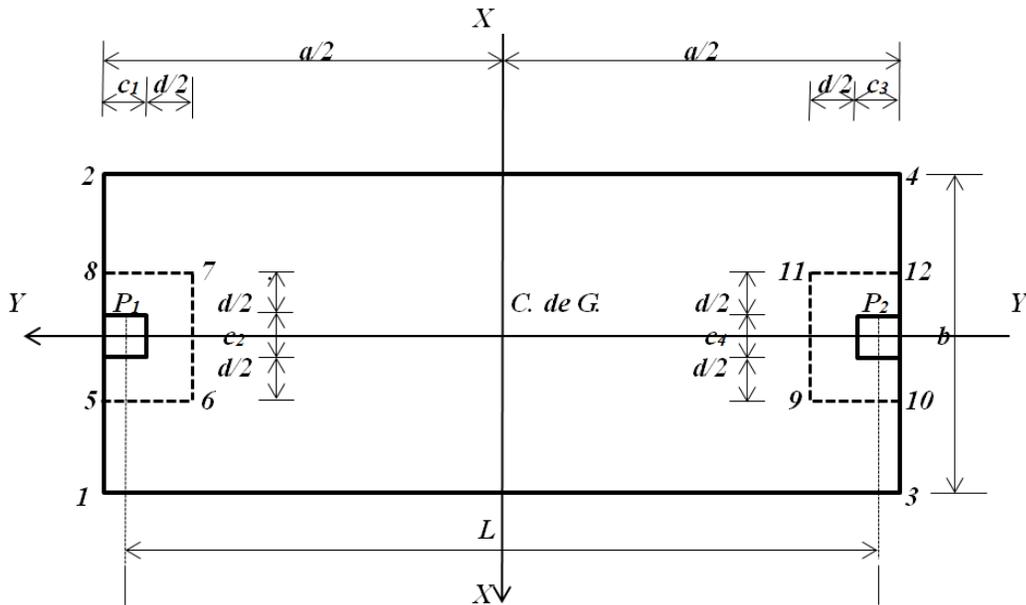


Figura 7. Secciones críticas para las fuerzas cortantes bidireccionales

2.3.3.1. Fuerza cortante por penetración para la columna 1

La fuerza cortante por penetración de la columna 1 “ V_{p1} ” que actúan sobre la zapata es la fuerza “ P_1 ” menos el área rectangular formada por los puntos 5, 6, 7 y 8, esta se muestra como sigue:

$$V_{p1} = P_1 - \int_{a/2-c_1-d/2}^{a/2} \int_{-c_2/2-d/2}^{c_2/2+d/2} \sigma(x,y) dx dy = \frac{P_1 a^3 b - [Ra^2 + 6M_{xT}(a - c_1 - d/2)](c_2 + d)(c_1 + d/2)}{a^3 b} \quad (40)$$

2.3.3.2. Fuerza cortante por penetración para la columna 2

La fuerza cortante por penetración de la columna 2 “ V_{p2} ” que actúan sobre la zapata es la fuerza “ P_2 ” menos el área rectangular formada por los puntos 9, 10, 11 y 12, esta se muestra como sigue:

$$V_{p2} = P_2 - \int_{-a/2}^{-a/2+c_3+d/2} \int_{-c_4/2-d/2}^{c_4/2+d/2} \sigma(x,y) dx dy$$

$$= \frac{P_2 a^3 b - [R a^2 - 6 M_{xT} (a - c_3 - d/2)] (c_4 + d) (c_3 + d/2)}{a^3 b} \quad (41)$$

3. EJEMPLO NUMERICO

El diseño de una zapata combinada rectangular de lindero con dos lados opuestos restringidos que soporta dos columnas cuadradas se presenta en la Figura 2, con la información básica siguiente: Columna 1 = 40x40 cm; Columna 2 = 40x40 cm; L = 5.60 m; H = 2.0 m; $P_{D1} = 600$ kN; $P_{L1} = 400$ kN; $M_{Dx1} = 140$ kN-m; $M_{Lx1} = 100$ kN-m; $M_{Dy1} = 120$ kN-m; $M_{Ly1} = 80$ kN-m; $P_{D2} = 500$ kN; $P_{L2} = 300$ kN; $M_{Dx2} = 120$ kN-m; $M_{Lx2} = 100$ kN-m; $M_{Dy2} = 110$ kN-m; $M_{Ly2} = 90$ kN-m; $f'_c = 21$ MPa; $f_y = 420$ MPa; $q_a = 220$ kN/m²; $\gamma_{ppz} = 24$ kN/m³; $\gamma_{pps} = 15$ kN/m³.

Dónde: H es la profundidad de la zapata, P_D es la carga muerta, P_L es la carga en viva, M_{Dx} es el momento alrededor del eje “X-X” de la carga muerta, M_{Lx} es el momento alrededor del eje “X-X” de la carga viva, M_{Dy} es el momento alrededor del eje “Y-Y” de la carga muerta, M_{Ly} es el momento alrededor del eje “Y-Y” de la carga viva.

El diseño se realiza empleando el criterio de resistencia última, y se obtiene mediante el procedimiento usado por Luévanos-Rojas (2014b).

Paso 1: Las cargas y momentos que actúan sobre el suelo son: $P_1 = 1000$ kN; $M_{x1} = 240$ kN-m; $M_{y1} = 200$ kN-m; $P_2 = 800$ kN; $M_{x2} = 220$ kN-m; $M_{y2} = 200$ kN-m; $R = 1800$ kN; $M_{yT} = 400$ kN-m; $M_{xT} = 1020$ kN-m.

Paso 2: La capacidad de carga disponible del suelo: Se propone un espesor “t” de la zapata, la primera propuesta es el espesor mínimo de 25 cm de acuerdo con el reglamento del ACI, posteriormente, el espesor es revisado para cumplir con las condiciones: momentos, cortante por flexión y cortante por penetración. Si estas condiciones no se cumplen, se propone un espesor mayor, hasta que las tres condiciones mencionadas se satisfagan. El espesor de la zapata que cumple las tres condiciones mencionadas anteriormente es de 85 cm. Utilizando la ecuación (6) se obtiene la capacidad de carga disponible del suelo “ σ_{adm} ” es 182.35 kN/m².

Paso 3: El valor de “a” por la ecuación (2) se obtiene: $a = 6.00$ m. El valor de “b” por la ecuación (4) se encuentra: $b = 3.08$ m, y por la ecuación (5) se obtiene: $b = 3.25$ m. Por lo tanto, las dimensiones de la zapata son: $a = 6.00$ m y $b = 3.30$ m.

Paso 4: Los elementos mecánicos (P, M_x , M_y) que actúa sobre la zapata se factorizan: $P_{u1} = 1360$ kN; $M_{ux1} = 328$ kN-m; $M_{uy1} = 272$ kN-m; $P_{u2} = 1080$ kN; $M_{ux2} = 304$ kN-m; $M_{uy2} = 276$ kN-m; $R = 2440$ kN; $M_{uyT} = 548$ kN-m; $M_{uxT} = 1416$ kN-m.

Paso 5: Los momentos que actúan sobre la zapata. Los momentos alrededor de los ejes paralelos al eje Y-Y son: $M_{a-a} = 544.64$ kN-m; $M_{b-b} = 457.08$ kN-m. Los momentos alrededor de los ejes paralelos al eje X-X son: $M_{c-c} = -549.43$ kN-m; $M_{d-d} = -1652.53$ kN-m; $M_{e-e} = +102.49$ kN-m.

Paso 6: La profundidad efectiva (peralte efectivo). El peralte efectivo para el momento máximo de los ejes paralelos al eje Y-Y es: $d = 37.61$ cm. El peralte efectivo para el momento máximo de los ejes paralelos al eje X-X es: $d = 31.95$ cm. Profundidad efectiva después de realizar diferentes propuestas es: $d = 77.00$ cm, $r = 8.00$ cm, $t = 85.00$ cm.

Paso 7: La fuerza cortante por flexión (fuerza cortante unidireccional). Las fuerzas cortantes en los ejes paralelos al eje Y-Y, la fuerza cortante por flexión permitida es: $\phi_v V_{cf} = 400.26$ kN; las fuerzas cortantes por flexión actuantes son: $V_{ff-f} = 361.15$ kN; $V_{fg-g} = 304.64$ kN. Por lo tanto cumple. Las fuerzas cortantes en los ejes paralelos al eje X-X, la fuerza cortante por flexión permitida es: $\phi_v V_{cf}$

= 1682.60 kN; las fuerzas cortantes por flexión actuantes son: $V_{fh-h} = 1176.23 \text{ kN}$; $V_{fg-g} = -826.48 \text{ kN}$. Por lo tanto cumple.

Paso 8. La fuerza cortante por penetración (fuerza cortante bidireccional). La fuerza cortante por penetración permitida es: $\phi_v V_{cp} = 4191.22 \text{ kN}$; $\phi_v V_{cp} = 7114.75 \text{ kN}$; $\phi_v V_{cp} = 2711.96 \text{ kN}$. La fuerza cortante por penetración actuante: Para la columna 1 es: $V_{cp1} = 1189.73 \text{ kN}$. Para la columna 2 es: $V_{cp2} = 1023.91 \text{ kN}$. Por lo tanto cumple.

Paso 9. El acero de refuerzo. $w = 0.0425$.

- a) El acero de refuerzo longitudinal (acero de refuerzo en la dirección del eje “Y”).
 - ❖ El acero de refuerzo en la parte superior: $A_{sp} = 58.35 \text{ cm}^2$. $A_{smin} = 84.62 \text{ cm}^2$. Por lo tanto se propone acero mínimo por flexión “ A_{smin} ”. Usar 17 varillas de 1” (2.54 cm) de diámetro.
 - ❖ El acero de refuerzo en la parte inferior: $A_{sp} = 3.53 \text{ cm}^2$. $A_{smin} = 84.62 \text{ cm}^2$. Por lo tanto se propone acero mínimo por flexión “ A_{smin} ”. Usar 17 varillas de 1” (2.54 cm) de diámetro.
- b) El acero de refuerzo transversal (acero de refuerzo en la dirección del eje “X”):
 - ❖ El acero de refuerzo en la parte inferior: Bajo la columna 1: $A_{sp} = 19.45 \text{ cm}^2$. $A_{smin} = 20.13 \text{ cm}^2$. Por lo tanto, se propone acero mínimo por flexión “ A_{smin} ”. Usar 8 varillas de 3/4” (1.91 cm) de diámetro. Bajo la columna 2: $A_{sp} = 16.22 \text{ cm}^2$. $A_{smin} = 20.13 \text{ cm}^2$. Por lo tanto, se propone acero mínimo por flexión “ A_{smin} ”. Usar 8 varillas de 3/4” (1.91 cm) de diámetro.
 - ❖ El acero de refuerzo en la parte excedente de las columnas: Se propone acero por temperatura: $A_{st} = 0.0018b_w t = 67.78 \text{ cm}^2$. Usar 24 varillas de 3/4” (1.91 cm) de diámetro.
 - ❖ El acero de refuerzo en la parte superior: Se propone acero por temperatura: $A_{st} = 0.0018b_w t = 91.80 \text{ cm}^2$. Usar 33 varillas de 3/4” (1.91 cm) de diámetro.

Paso 10. La longitud de desarrollo para barras corrugadas:

- a) Acero de refuerzo en la parte superior

dónde: $\psi_t = 1.3$ ya que tiene más de 30 cm de concreto fresco por debajo del refuerzo, $\psi_e = \lambda = 1$.

$$l_d = \frac{f_y \psi_t \psi_e}{1.7 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b = \frac{(420)(1.3)(1)}{1.7(1)\sqrt{21}} (2.54) = 178.02 \text{ cm}$$

$$y_m = 0.5019 \text{ m}$$

La longitud disponible en la dirección longitudinal de la zapata es: $300 - 50.19 - 8 = 241.81 \text{ cm}$. Entonces, la longitud de desarrollo es menor que la longitud disponible. Por lo tanto, no requiere gancho.

- b) Acero de refuerzo en la parte inferior

dónde: $\psi_t = 1$, $\psi_e = \lambda = 1$.

$$l_d = \frac{f_y \psi_t \psi_e}{2.1 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b = \frac{(420)(1)(1)}{2.1(1)\sqrt{21}} (1.91) = 83.36 \text{ cm}$$

La longitud disponible en la dirección longitudinal de la zapata es: $330/2 - 40/2 - 8 = 137 \text{ cm}$. Entonces, la longitud de desarrollo es menor que la longitud disponible. Por lo tanto, no requiere gancho.

Las dimensiones y el acero de refuerzo de la zapata combinada rectangular de lindero soportando dos columnas cuadradas con dos lados opuestos restringidos se muestran en la Figura 8.

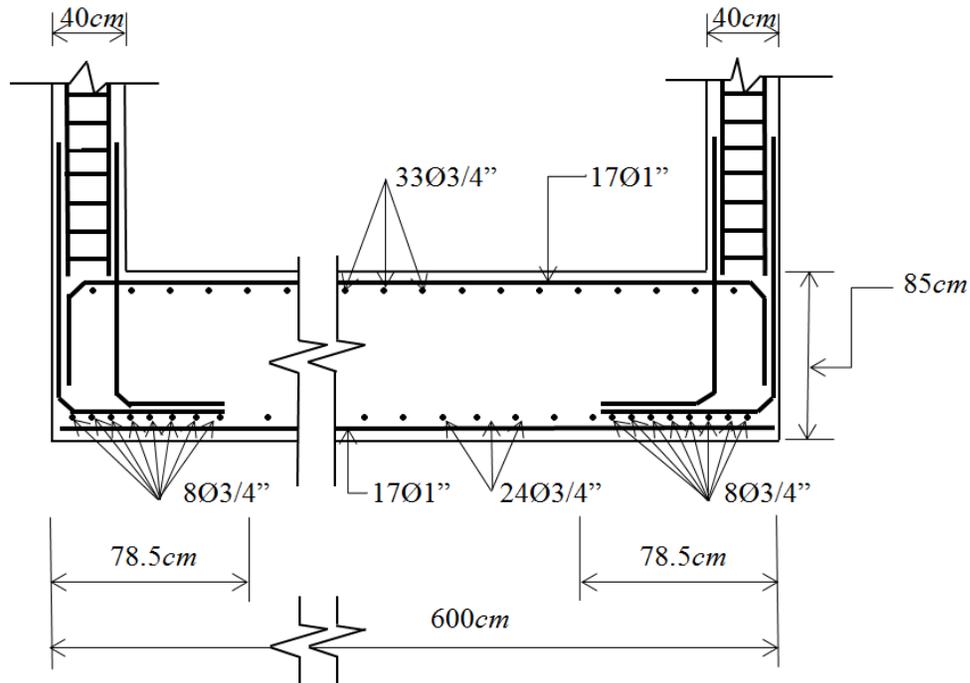


Figura 8. Diseño final de la zapata combinada rectangular

4. CONCLUSIONES

El modelo presentado en este documento sólo se aplica para el diseño de zapatas combinadas rectangulares de lindero con dos lados opuestos restringidos soportando dos columnas. Se supone que el suelo bajo la zapata es un material elástico y homogéneo, y la zapata es rígida, que cumplen con la expresión de la flexión bidireccional, es decir, la variación de la presión es lineal.

Las ecuaciones propuestas ofrecen directamente las dimensiones en planta de la cimentación, garantizando además que la presión admisible en el terreno no será excedido. Por otro lado, los elementos mecánicos para momentos, fuerza cortante por flexión (fuerza cortante unidireccional) y fuerza cortante por penetración (fuerza cortante bidireccional), también pueden diferir de los obtenidos con una presión constante del terreno. En este trabajo, se proponen también expresiones para obtenerse estos elementos de diseño en forma sistemática.

El modelo propuesto presentado en este documento se puede aplicar a los tres tipos de zapatas combinadas rectangulares de lindero con dos lados opuestos restringidos en términos de las cargas aplicadas a cada columna: 1) Carga axial concéntrica, 2) Carga axial y momento en uno dirección (flexión unidireccional), 3) Carga axial y momento en dos direcciones (bidireccional flexión).

Las sugerencias para futuras investigaciones: 1) Cuando las zapatas combinadas rectangulares de lindero con dos lados opuestos restringidos soporten más de dos columnas; 2) Cuando se presenta otro tipo de suelo, por ejemplo en suelos totalmente cohesivos (suelos arcillosos) y suelos totalmente granulares (suelos arenosos), el diagrama de presión no es lineal y deben ser tratados de manera diferente (Figura 1); 3) Cuando el caso de que no toda la base de la cimentación genere compresiones en el suelo, trabajando sólo parcialmente su superficie de contacto, lo cual está permitido en algunas hipótesis de carga infrecuentes, sobre todo en cimentaciones de equipos industriales, cuya solución es iterativa (Bowles, 1970).

5. REFERENCIAS

- ACI (2013), *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*, (New York, USA: American Concrete Institute, Committee 318).
- Bowles, J. E. (1970), *“Engineering properties of soils and their measurement”*, (New York, USA: McGraw-Hill).
- Bowles, J. E. (1996), *“Foundation analysis and design”*, (New York, USA: McGraw-Hill).
- Calavera-Ruiz, J. (2000), *“Cálculo de estructuras de cimentación”*, (Distrito Federal, México: Intemac ediciones).
- Das, B. M., Sordo-Zabay, E., Arrijoja-Juárez, R. (2006), *“Principios de Ingeniería de Cimentaciones”*, (Distrito Federal, México: Cengage Learning Latín América).
- Gere, J. M., Goodo, B. J. (2009), *“Mecánica de materiales”*, (Distrito Federal, México: Cengage Learning).
- González-Cuevas, O. M., Robles-Fernández-Villegas, F. (2005), *“Aspectos fundamentales del concreto reforzado”*, (Distrito Federal, México: Limusa).
- Kurian, N. P. (2005), *“Design of foundation systems”*, (New Delhi, India: Alpha Science Int'l Ltd.).
- Luévanos-Rojas, A., Faudoa-Herrera, J. G., Andrade-Vallejo, R. A., Cano-Alvarez, M. A. (2013), *“Design of isolated footings of rectangular form using a new model”*, *International Journal of Innovative Computing, Information and Control*, Vol. 9, No. 10, pp. 4001-4022.
- Luévanos-Rojas, A. (2014a), *“Design of isolated footings of circular form using a new model”*, *Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 52, No. 4, pp. 767-786.
- Luévanos-Rojas, A. (2014b), *“Design of boundary combined footings of rectangular shape using a new model”*, *Dyna-Colombia*, Vol. 81, No. 188, pp. 199-208.
- McCormac, J. C. Brown, R. H. (2013), *“Design of reinforced concrete”*, (New York, USA: John Wiley & Sons).
- Nilson A. H. (1999), *“Diseño de estructuras de concreto”*, (Distrito Federal, México: McGraw-Hill).
- Punmia, B. C., Kumar-Jain, A., Kumar-Jain, A. (2007), *“Limit state design of reinforced concrete”*, (New Delhi, India: Laxmi Publications (P) Limited).
- Tomlinson, M. J. (2008), *“Cimentaciones, diseño y construcción”*, (Distrito Federal, México: Trillas).
- Varghese, P. C. (2009), *“Design of reinforced concrete foundations”*, (New Delhi, India: PHI Learning Pvt. Ltd.).



Análisis experimental de distintas configuraciones de chapa metálica en el refuerzo a flexión de vigas de concreto armado

C. C. Deghenhard¹, T. Teixeira¹, A. Vargas¹, M. Vito¹, Â. C. Piccinini¹, B. Do Vale Silva¹

¹ Departamento de Engenharia Civil; Laboratório Experimental de Estruturas (LEE); Universidade do Extremo Sul Catarinense (UNESC) - Criciúma/SC; Brasil.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v6i2.138>

Artículo recibido el 30 de noviembre de 2015, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 20 de febrero de 2016.

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el primer número del año 2017 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del tercer número del año 2016.

© 2016 ALCONPAT Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 6, No. 2, Mayo – Agosto 2016, es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A.C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Página Web: www.revistaalconpat.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, fecha de última modificación: 30 de mayo de 2016.

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.

RESUMEN

El acero de refuerzo estructural externo, a través de chapas de acero pegadas con adhesivo epóxico, es una opción para incrementar la capacidad de carga de elementos de concreto reforzado. En este estudio se evaluaron vigas de concreto reforzadas con chapas de acero SAE 1020 de diferentes espesores (0.75, 1.50 y 2.25 mm), longitudes (80 and 150 cm) y configuración (en forma de U o plana) con el propósito de revisar y comparar las mejores prácticas con chapas pegadas al refuerzo estructural. Se elaboraron 21 vigas construidas con una sección transversal de 12 x 20 cm y una longitud de 200 cm, con concreto C25 y armadura de flexión con 2 Ø10 mm. Las vigas fueron sometidas a ensayos de flexión en 4 puntos, lo que permitió analizar las cargas últimas y desplazamientos verticales. Como resultado, se presenta una comparación relativa al desempeño de las vigas.

Palabras clave: refuerzo estructural; placas de acero coladas, vigas de concreto reforzado.

ABSTRACT

The external structural reinforcing steel, in the way of steel sheets attached with epoxy adhesive, is an option to increase the load capacity of reinforced concrete elements. This study evaluated concrete beams reinforced with steel sheets SAE 1020 of different thicknesses (0.75, 1.50, and 2.25 mm), longitudes (80 and 150 cm), and configurations (U-shape or flat) with the purpose of reviewing and comparing the best practices with sheets adhered to the structural reinforcement. Twenty-one beams were built with a cross-section of 12 x 20 cm and a longitude of 200 cm, with C25 concrete, and flexion frame with 2 Ø10 mm. The beams where subject to a four-point flexural test, which allowed analyzing the optimal loads and vertical displacements. Thus, a comparison relative to the performance of the beams is presented.

Keywords: structural reinforcement; cast steel plates; reinforced concrete beams.

RESUMO

O reforço estrutural externo com chapa metálica colada com adesivo epóxi é uma opção que possibilita aumentar a capacidade de carga em elementos de concreto armado. Este trabalho avaliou experimentalmente vigas de concreto armado com reforço de chapas de aço SAE 1020 de diferentes espessuras (0,75; 1,50 e 2,25 mm), comprimentos (80 e 150 cm) e configurações (perfil U ou simplesmente plana) com intuito de revisar e comparar as melhores práticas de reforço estrutural com chapa colada. Foram fabricadas 21 vigas com seções transversais de 12x20 cm e comprimento de 200 cm, utilizando concreto C25 e armadura de flexão com 2 Ø10 mm. As vigas foram submetidas a ensaios de flexão em 4 pontos, o que permitiu analisar as cargas últimas e deslocamentos verticais. Como resultado, apresenta-se um comparativo de desempenho das vigas.

Palavras-chave: Reforço estrutural; chapa de aço colada; vigas de concreto armado.

Autor de contato: Bruno do Vale Silva (dovalsilva@unesc.net)

1. INTRODUCCIÓN

La condición para los servicios de recuperación y refuerzos de las estructuras de concreto depende del Análisis preciso de las causas que los hace necesarios y el estudio detallado de los efectos producidos. Para garantizar la estabilidad de las construcciones, en algunos casos, hay necesidad de rehabilitación o refuerzo estructural (Silva Filho y Helene, 2011; Jumaat y Alam, 2008). Definido ese punto, se escoge la técnica adecuada, que incluye la cuidadosa selección de los materiales y equipos a utilizar y la mano de obra necesaria para la ejecución del trabajo. El refuerzo se caracteriza como una actividad específica para los casos en que se desea aumentar la resistencia y/o rigidez de una estructura. (Helene, 2000; Alfaiate y Costa, 2004; Tisot, 2010).

El refuerzo por adición externa de chapas metálicas coladas es caracterizado por la unión de la superficie de concreto con chapas de acero a través de una resina con alta capacidad de adhesión y resistencia mecánica. Es una opción para el refuerzo de elementos de concreto, de rápida y simple ejecución, recomendada principalmente cuando es necesario reforzar la estructura en un tiempo corto, o cuando no es posible hacer grandes alteraciones en la geometría de la pieza (Campagnolo et al., 1994; Santos, 2008; Aykac et al., 2013). Al final del proceso se tiene un elemento estructural compuesto por concreto-resina-acero, lo que provee a la estructura una resistencia mayor a los esfuerzos solicitantes. Como consecuencia se tiene un elemento más rígido que se deforma poco antes de iniciar el colapso. Es de fundamental importancia que la resina utilizada para hacer el contacto concreto-acero sea de calidad comprobada y la superficie del concreto y del acero sean debidamente preparadas (Cánovas, 1998; Cánovas, 1985). El pegado para hacer contacto de las chapas metálicas es hecho con resinas de epóxico porque presentan adecuado módulo de rigidez, excelentes propiedades adhesivas con el concreto y el acero y baja retracción durante el proceso de curado, garantizando la integridad de la superficie de contacto (Melo Júnior, 1997; Patiño, 2005; Simões, 2007).

La adherencia entre concreto-resina-acero es primordial para el buen funcionamiento del refuerzo, ya que proporciona la transferencia de esfuerzos entre los elementos. Estudios realizados muestran variadas soluciones para prevenir tipos de ruptura por falla de adherencia y separación de la chapa, ejemplo: aumento en la relación ancho/espesor de la chapa; acabado de las chapas en las cercanías a los apoyos; uso de pernos de anclaje y otros dispositivos para anclar a las chapas (Oehlers, 1990; Hussain, 1995; Ali, 2005; Simões, 2007; Narayanamurthy, 2012). Otro factor importante para mejorar la durabilidad del refuerzo es realizar un tratamiento con pintura anticorrosiva en las superficies externas de la chapa que no quedará en contacto con la resina epóxica. (Souza y Ripper, 1988). Dentro de ese contexto, la elección de las configuraciones y técnicas adecuadas son de fundamental importancia para el buen desempeño mecánico del refuerzo estructural (Perelles et al, 2013), además de proporcionar una mejor relación costo/beneficio en el proceso de rehabilitación de la estructura.

El presente estudio tiene como objetivo evaluar experimentalmente la capacidad portante de vigas de concreto armado con diferentes configuraciones de refuerzo metálico con chapas de acero SAE 1020: i) diferentes espesores (0,75 mm, 1,50 mm e 2,25 mm), (ii) longitudes (80 cm e 150 cm) y (iii) perfil U o simplemente plana. La intención final es revisar y comparar las mejoras prácticas de refuerzo estructural con chapa colada.

2. PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL

Fueron vaciadas 21 vigas con secciones transversales de 12x20 cm y longitud de 200 cm, concreto con resistencia media a compresión de 25 MPa a los 28 días y para la armadura de flexión fue utilizado acero CA-50 con $2x\phi = 10$ mm (dominio 3 - $x/d = 0,2893$). Los estribos usados tenían $\phi=5$ mm y separación de 10 cm. La Figura 1 muestra en detalle usado en las vigas.

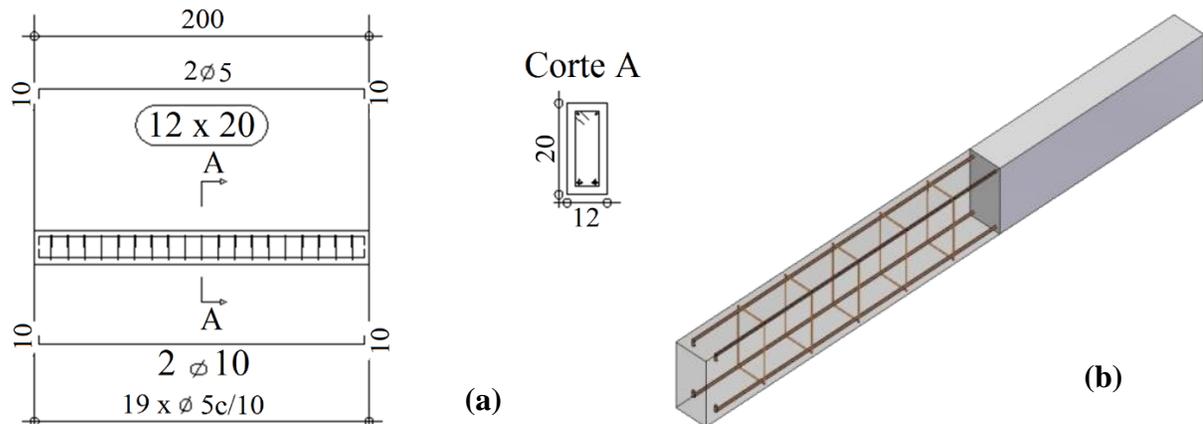


Figura 1. Detalle de las armaduras en las vigas - (a) Detalle longitudinal; (b) Perspectiva del armado

Las vigas fueron vaciadas con uso de vibradores de inmersión, siendo utilizados separadores plásticos de 2,5 cm para garantizar el recubrimiento de la armadura. La Figura 2 muestra la secuencia de fabricación de las vigas.



Figura 2. Fabricación de las vigas de concreto armado - (a) Moldes con armado listo para el vaciado; (b) Vaciado y vibrado; (c) Nivelación del concreto en los moldes.

El proceso de desencofrado de las vigas fue a los 7 días. A los 28 días las vigas fueron sometidas a ensayos de flexión en 4 puntos, lo que permitió analizar las cargas últimas y desplazamientos verticales. Para el control de la resistencia a compresión del concreto fueron vaciados 12 probetas (cps) cilíndricas ($\phi 10x20$ cm) para ser ensayadas a los 7 y 28 días (3 cps por edad/ 2 vaciados) y para verificar la trabajabilidad del concreto fue realizado el ensayo de cono de Abram (*slump-test*). Las vigas fueron divididas en 7 grupos con 3 muestras cada una, según se muestra en la Tabla 1. Las vigas de los grupos A, B, C y D fueron fabricadas en el mismo vaciado de las vigas de los grupos E, F y G en otro vaciado. Las vigas de los grupos A y E fueron tomadas como referencia para cada vaciado. A partir del resultado más satisfactorio entre los espesores de chapa de los grupos B, C y D fueron preparadas las vigas de los grupos E, F y G.

Tabla 1. Distribución de los grupos de las vigas de concreto armado.

Vigas de referencia sin refuerzo.	Vigas con chapas rectas con espesores diferentes.	Vigas con chapas perfil U con longitudes diferentes.
Grupo A	Grupo B (0,75 mm)	Grupo F (150 cm)
Grupo E	Grupo C (1,50 mm)	Grupo G (80 cm)
-	Grupo D (2,25 mm)	-

2.1 Aplicación del refuerzo - 1ª etapa: chapas rectas con espesores diferentes.

Para efectuar el refuerzo estructural fueron utilizadas chapas de acero SAE 1020 con ancho de 12 cm y longitud de 150 cm. El adhesivo estructural utilizado fue el EP, in bi-componente a base de epóxico de la marca Bautech®, con características de alta adhesión, resistencia química y mecánica, material pre-dosificado, impermeable al agua y aceite, además de dureza inicial en 12 horas y curado total en 7 días. La aplicación del adhesivo estructural epóxico en las vigas siguió las recomendaciones del suplidor, iniciando por la preparación del sustrato, en que la superficie de aplicación fue limpiada de polvo, aceites o cualquier sustancia que perjudique la adhesión, siendo ese procedimiento realizado con uso de cepillo de acero. La preparación del adhesivo estructural epóxico ocurrió por la homogenización de los componentes separados de forma manual. Luego, se adicionó el componente B (endurecedor) sobre el componente A (resina), mezclando por 5 minutos. La aplicación del adhesivo estructural epóxico fue realizado con auxilio de una espátula sobre toda la superficie a ser vaciada, con espesor mínima de 2 mm y rendimiento de aproximadamente 0,7 kg/m².

Antes de la aplicación del adhesivo, fueron hechas ranuras con una lijadora eléctrica en las chapas de acero, para mejorar las condiciones de adherencia junto con la superficie del concreto. Luego de fijar las chapas, se someten a una rápida presión uniforme, para que el exceso de resina eventualmente existente se elimine. Esa presión se hace con un martillo de goma. Posteriormente, se colocan bloques de concreto en los extremos y en la región de las chapas, sistema que se mantiene por 7 días y cubierto por lona plástica. La aplicación del adhesivo estructural epóxico en las vigas principales fue realizada a los 21 días, y el ensayo de flexión a los 28 días del vaciado. Las etapas de la preparación del sustrato, del adhesivo estructural epóxico, así como la aplicación de las chapas de acero en las vigas pueden verse en la Figura 3.



Figura 3. (a) Preparación de las chapas; (b) Aplicación del adhesivo estructural epóxico; (c) Fijación y apoyo de las chapas.

2.2. Aplicación del refuerzo - 2ª etapa: perfil de acero "U" con igual espesor.

A partir de los resultados obtenidos con los ensayos de los grupos B, C y D, las vigas de los grupos F y G fueron preparadas y reforzadas con el perfil de acero SAE 1020 con 12 cm de base, alas de altura de 15 cm y espesor de 0,75 mm (formato perfil "U"), siendo el grupo F con 150 cm de longitud y el grupo G 80 cm de longitud. La diferencia en la longitud de las chapas fue

premeditada para evaluar el área de mayor concentración de esfuerzos, que se encuentra justamente en los puntos de aplicación de la carga, es decir en el tercio central de la viga.

El adhesivo utilizado fue el mismo descrito en el ítem 2.1. La aplicación puede ser acompañada en la Figura 4, y fue efectuada conforme especificaciones del fabricante, para las dos longitudes del perfil: (i) ejecución de ranuras en la superficie de acero para una mejor adherencia entre el perfil y la superficie de concreto; (ii) superficie de concreto limpia y sin polvo grasa o aceite, o cualquier sustancia que pueda afectar la adhesión, realizada con ayuda de un cepillo de acero; (iii) mezcla de los componentes A (resina) y B (endurecedor), hecha durante 5 minutos; (iv) aplicación del adhesivo epóxico en las vigas con espesor mínimo de 2 mm; (v) colocación de fijadores (sargentos) para que el perfil de acero quede presionado lo más justo posible junto a la viga, favoreciendo la adherencia del perfil al concreto. Este sistema fue mantenido por 7 días.



Figura 4. (a) Aplicación del adhesivo epóxico para anclar los perfiles de acero; (b) Colocación de fijadores; (c) Sistema de fijación final de las chapas.

2.3. Ensayo de flexión en 4 puntos.

Como puede ser observado en Figura 5, las vigas están posicionadas sobre un pórtico metálico, donde la carga fue aplicada por medio de un cilindro hidráulico, con capacidad de 500 kN, transferidos para los tercios centrales de la viga a través del perfil metálico, apoyado sobre 2 rollos de madera. Los valores de incremento de carga a lo largo del ensayo fueron obtenidos a partir de una célula de carga posicionada en la base del cilindro. Los desplazamientos en el vano central de la viga fueron medidos a partir de 2 transductores inductivos de desplazamiento (LVDTs) con capacidad de lectura de 100 mm, los cuales fueron posicionados en lados opuestos en el vano central de la viga con intención de obtener la media de los valores para una mejor consideración del desplazamiento central da viga. Para adquirir los datos se usó el sistema Quantum X® que utiliza el software Catman Easy®, ambos de la marca HBM.

Las verificaciones fueron hechas para analizar el comportamiento de cada grupo en diferentes instantes de aplicación de carga: (i) en el desplazamiento máximo ($L/250$), permitido por la norma ABNT NBR 6118:2014; (ii) en la carga de ruptura; (iii) separación de la chapa y modo de rotura.

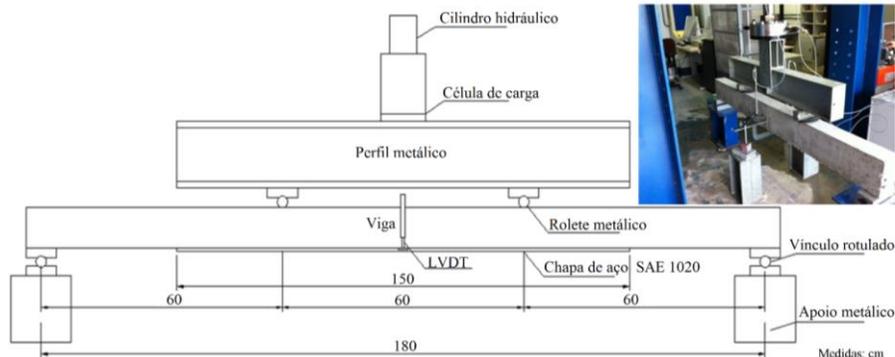


Figura 5. Dibujo esquemático y foto del ensayo de flexión en cuatro puntos.

3. RESULTADOS Y DISCUSIONES

El resultado del asentamiento fue de 11,0 cm para el concreto de los grupos A, B, C y D y 10,0 cm para el concreto de los grupos E, F, G. Los resultados obtenidos en los ensayos de resistencia a la compresión axial, de acuerdo con la ABNT 5739:2007, están indicados en la Tabla 2.

Tabla 2. Resultados de resistencia a la compresión de las probetas de cada grupo de vigas.

Grupos	Edad (días)	Probeta	f_c (MPa)	f_{cm} (MPa)	Desviación Estándar
A, B, C y D	7	1	21,5	21,2	2,0
		2	23,0		
		3	19,1		
	28	4	24,1	25,2	1,3
		5	26,5		
		6	25,0		
E, F y G	7	7	18,1	21,4	3,0
		8	24,0		
		9	22,0		
	28	10	30,0	29,7	1,8
		11	27,8		
		12	31,3		

3.1 Resultados - 1ª etapa: chapas rectas con espesores diferentes.

Al aplicar la carga hasta llegar al desplazamiento máximo establecido por la norma ABNT NBR 6118:2014, se obtuvo que los grupos presentaron disparidades en los valores de resistencia según lo presentado en la Tabla 3. El grupo A es la referencia para el análisis e interpretación de los resultados en general por tratarse de vigas sin refuerzo. De esa forma, los grupos B, C y D alcanzaron cargas promedio mayores para el desplazamiento máximo admisible (7,20 mm), siendo 36% superior el grupo B en relación al grupo A. Igualmente, el grupo C presentó un incremento de 30% y el grupo D llegó a una carga 26% mayor para el desplazamiento determinado.

Tabla 3. Resultados de la carga en el desplazamiento máximo permitido por norma (L/250).

Grupo	Vigas	Carga (kN)	Flecha (mm)
A	A1	38,6	7,2
	A2	42,8	7,2
	A3	42,6	7,2
	Promedio	41,4	-
	Desviación estándar	2,4	-
B	B1	58,1	7,2
	B2	56,9	7,2
	B3	53,3	7,2
	Promedio	56,1	-
	Desviación estándar	2,5	-
C	C1	54,1	7,2
	C2	53,4	7,2
	C3	-	7,2

	Promedio	53,8	-
	Desviación estándar	0,5	-
D	D1	-	7,2
	D2	51,2	7,2
	D3	53,2	7,2
	Promedio	52,2	-
	Desviación estándar	1,4	-

El mayor incremento de cargas fue de 36%, inferior al máximo de 50% recomendado por Souza y Ripper (1998). La carga creciente y los desplazamientos alcanzados en la ruptura están dispuestos en la Tabla 4. En esta etapa, el comportamiento de los porcentajes que justifican el aumento de la capacidad portante entre los grupos fue semejante al desplazamiento máximo permitido por norma ($L/250$). El grupo B alcanzó una carga 29% superior al grupo A, y los desplazamientos obtenidos fueron próximos entre los dos grupos. Por tanto, los desplazamientos finales para los grupos C y D se presentan bajo la determinación normativa, pues las vigas alcanzan ruptura de forma brusca momentos antes de superar el desplazamiento admisible (7,20 mm). Cuando la carga, el grupo C fue 24% más elevado en comparación al grupo A, así como el grupo D, que fue de 16%. El comportamiento de los ensayos puede ser visualizado en la Figura 6.

Tabla 4. Resultados de carga y desplazamiento para llevar las vigas a ruptura.

Grupo	Vigas	Carga (kN)	Flecha (mm)
A	A1	48,8	9,7
	A2	51,9	9,4
	A3	51,7	9,9
	Promedio	50,8	9,7
	Desviación estándar	1,7	0,3
B	B1	66,2	9,4
	B2	65,3	9,8
	B3	65,4	10,6
	Promedio	65,6	9,9
	Desviación estándar	0,5	0,6
C	C1	64,1	6,1
	C2	61,8	5,9
	C3	-	-
	Promedio	63,0	6,0
	Desviación estándar	1,6	0,1
D	D1	-	-
	D2	55,1	3,6
	D3	63,1	4,2
	Promedio	59,1	3,9
	Desviación estándar	5,6	0,4

Las vigas de los grupos C y D no tienen la misma tendencia en el gráfico (Figura 6), llegando a ruptura en 62,96 kN en el grupo C y 59,10 kN en el grupo D. En esos dos grupos, la ruptura del refuerzo ocurrió de forma brusca en una de las extremidades de las vigas, arrancando consigo una

porción de concreto con la chapa de acero colada, que llegaba hasta la armadura positiva. Esas rupturas ocurren antes de que fuese alcanzado el límite del desplazamiento admisible ($L/250$). Las imágenes de las vigas están en la Figura 7 para demostrar la separación de las chapas y el modo de ruptura durante la realización de los ensayos.

Los grupos A y B tienen comportamientos semejantes en lo que se refiere a la aparición de fisuras entre los tercios centrales y en la separación de la chapa de acero SAE 1020 de 0,75 mm. Los grupos C y D tienen comportamientos similares entre ellos, en relación a las fisuras más acentuadas, hasta la extremidad del refuerzo y el arrancamiento del concreto con la chapa hasta la armadura de combate a la flexión. Considerando los resultados no satisfactorios de los grupos C y D, una solución puede ser la introducción de pernos de anclaje en las extremidades de las chapas de acero SAE 1020 coladas, que ayudaría a disipar la acumulación de tensiones en esa región. En la Figura 8 se observa que con el aumento de los espesores de las chapas de acero SAE 1020, ocurre la disminución de la carga de soporte de las vigas, es decir, es un comportamiento lineal decreciente.

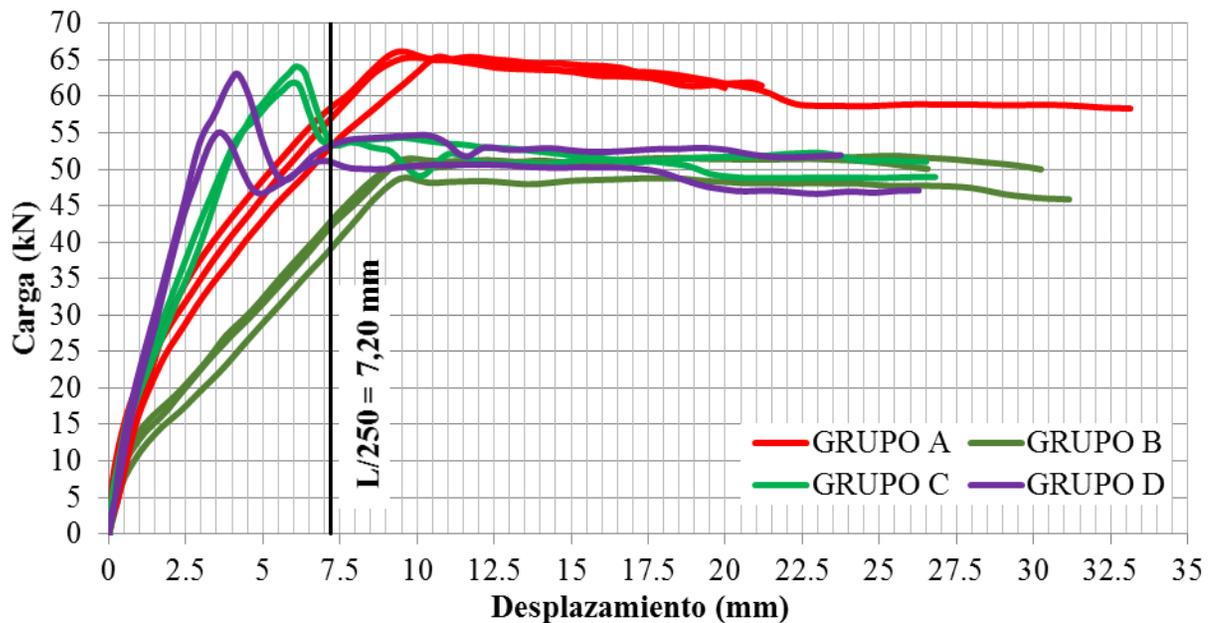


Figura 6. Comportamiento de las vigas de los grupos A, B, C y D - carga vs desplazamiento.

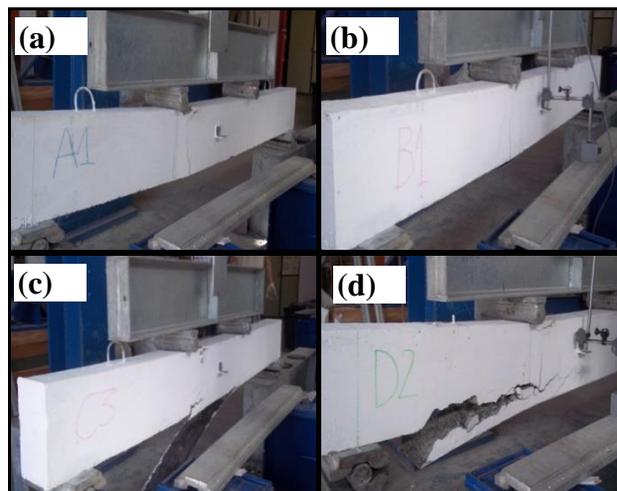


Figura 7. Modo de rotura - (a) Grupo A; (b) Grupo B; (c) Grupo C e (d) Grupo D.

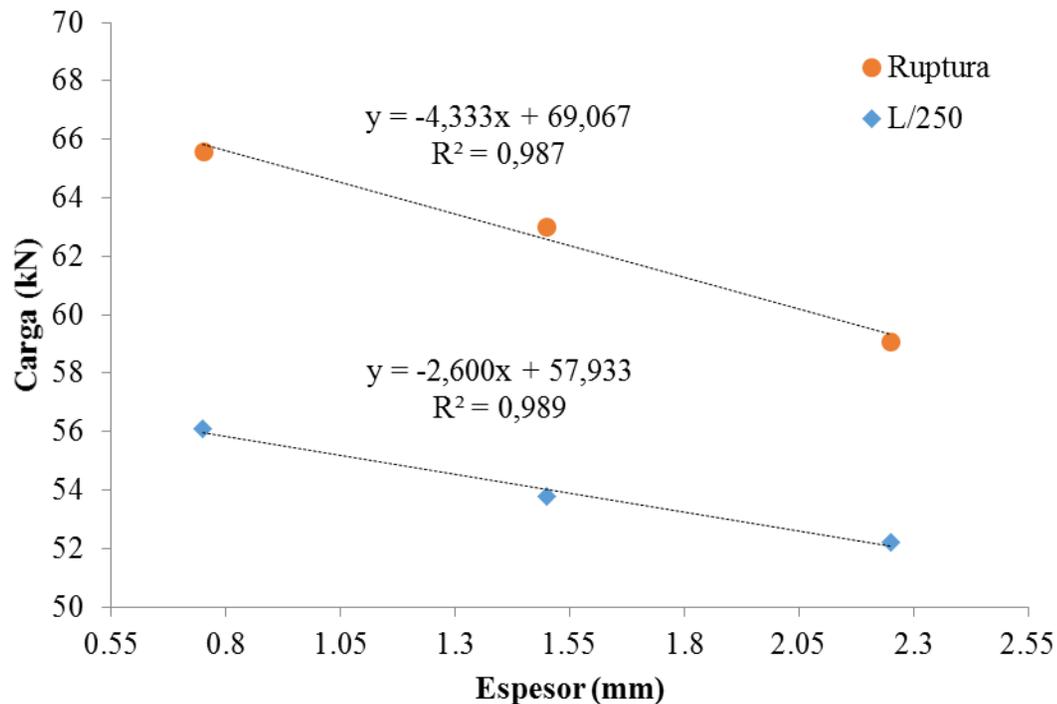


Figura 8. Comportamiento de las vigas de los grupos B, C y D - carga de ruptura y carga en L/250 vs espesores de las chapas de acero.

3.2. Resultados - 2ª etapa: chapas con perfil U de igual espesor.

En la carga el desplazamiento máximo permitido por norma (L/250), el grupo F tiene 20% de incremento en el promedio de los valores en relación al grupo E (referencia), mientras que el grupo G presentó un incremento promedio de 16% (Tabla 5). Se nota que el grupo reforzado con el perfil de mayor longitud (Grupo F) tiene mayor eficiencia cuando la resistencia para alcanzar el desplazamiento de 7,2 mm.

La carga necesaria para llevar las vigas a su ruptura (Tabla 6), tiene un incremento de carga mayor referente al grupo F (150 cm). Tal grupo tuvo 14% de aumento de resistencia, mientras que el grupo G disminuyó la resistencia cuando se compara al grupo E (referencia), siendo este valor de 6%. A partir del gráfico de la Figura 9 es posible observar el comportamiento de cada grupo relacionando la carga y el respectivo desplazamiento.

Tabla 5. Carga en el desplazamiento máximo permitido por norma (L/250).

GRUPO E			GRUPO F (150 cm)			GRUPO G (80 cm)		
Vigas	Carga (kN)	Flecha (mm)	Vigas	Carga (kN)	Flecha (mm)	Vigas	Carga (kN)	Flecha (mm)
E1	44,2	7,2	F1	43,0	7,2	G1	53,5	7,2
E2	46,0	7,2	F2	61,1	7,2	G2	51,1	7,2
E3	44,9	7,2	F3	57,6	7,2	G3	52,6	7,2
Promedio	45,0	-		53,9	-		52,4	-
Desviación estándar	0,9	-		9,6	-		1,2	-

Tabla 6. Resultados de carga y desplazamiento para llevar las vigas a ruptura.

GRUPO E			GRUPO F (150 cm)			GRUPO G (80 cm)		
Vigas	Carga (kN)	Flecha (mm)	Vigas	Carga (kN)	Flecha (mm)	Vigas	Carga (kN)	Flecha (mm)
E1	63,4	23,4	F1	61,0	28,7	G1	59,9	18,1
E2	66,3	17,8	F2	82,6	13,1	G2	60,4	11,9
E3	64,3	11,4	F3	77,3	12,6	G3	61,6	8,9
Promedio	64,6	17,5		73,6	18,1		60,6	13,0
Desviación estándar	1,5	6,0		11,3	9,2		0,9	4,7

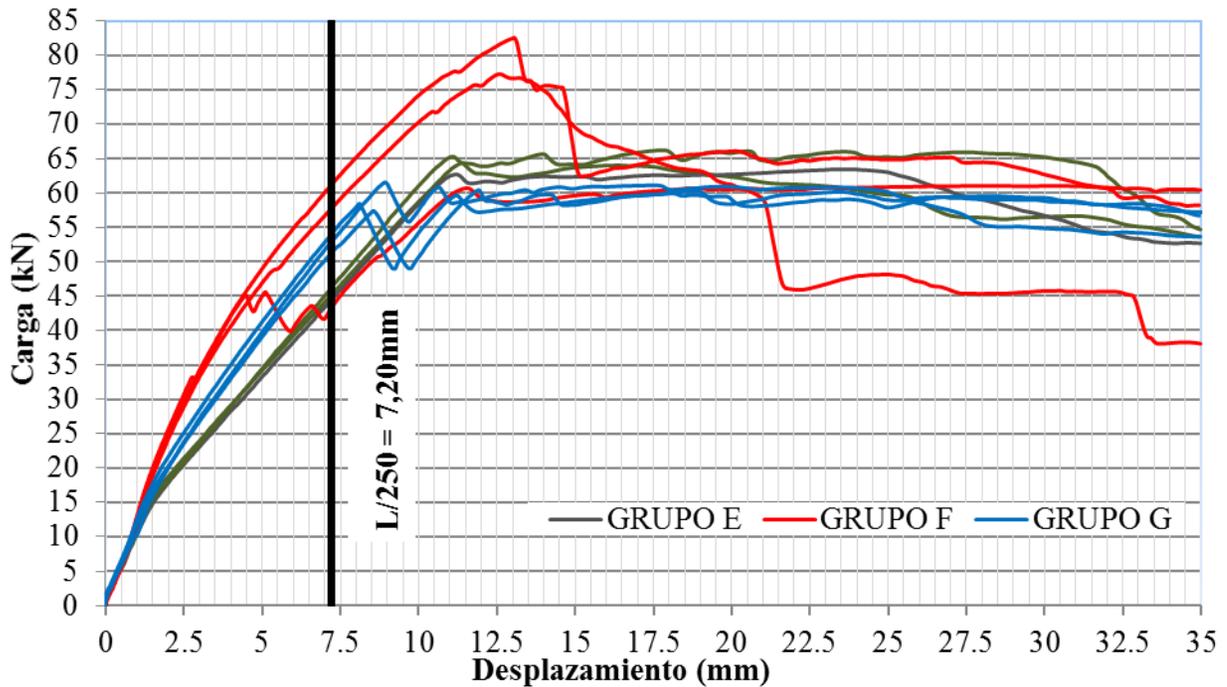


Figura 9. Comportamiento de las vigas de los grupos E, F y G - carga vs desplazamiento.

Se ve claramente el aumento de la rigidez de la viga con la adición de la chapa de acero. La viga F1 (Figura 10b) tiene un comportamiento diferente de las demás, pues tuvo la separación precoz de la chapa de acero de la viga, disminuyendo el incremento de resistencia del refuerzo, y posteriormente llevando a la ruptura con la carga de 60,97 kN, similarmente la viga de referencia del grupo E. Este hecho puede ser resultado de una probable mala aplicación del adhesivo epóxico, lo que no proporcionó buen anclaje del perfil metálico al concreto.



Figura 10. Modo de ruptura - (a) Grupo E; (b) Grupo F y (c) Grupo G.

Es posible notar la eficiencia del refuerzo de las vigas do grupo F (vigas F2 y F3), con el perfil de 150 cm, por tanto, con cargas elevadas también ocurre la separación de la chapa (Figura 9). Las vigas del grupo B, con el perfil de 80 cm, tuvieron un comportamiento inferior al grupo E (grupo de referencia). Los desplazamientos promedios fueron semejantes entre los grupos E y F, en promedio de 17,8 mm, mientras que en el grupo G el desplazamiento fue en promedio de 13,0 mm. La viga F1 se rompió por flexión y separación del perfil de acero, seguida de aplastamiento del concreto en la región central de la viga. Las vigas F2 y F3 tienen fisuras por cizallamiento y también rompimiento por separación del perfil de acero, con aplastamiento del concreto en el centro da viga F2 y en la viga F3 de la región próxima al apoyo. El Análisis hecho de las vigas del grupo G, reforzadas con el perfil de acero con 80 cm de longitud, tienen un comportamiento de fisuras semejantes a los del grupo F: rompimiento por separación del perfil de acero, siendo que, en las vigas G1 y G3, el arrancamiento del concreto fue próximo a la región central, y en la viga G2, próximo al apoyo.

4. CONCLUSIONES

A partir de los resultados obtenidos se concluye que:

- (i). El aumento del espesor del refuerzo con chapa de acero SAE 1020 proporcionó una menor resistencia a flexión de las vigas, siendo que los espesores de chapa con 1,50 mm y 2,25 mm provocaron separación de la chapa en el concreto antes del límite normativo de desplazamiento en $L/250 = 7,2$ mm. Vale resaltar que ese hecho trae riesgos para la implementación de esos espesores de chapas. Entretanto se puede decir que el uso de chapas rectas con espesor de 0,75 mm es viable es de rápida ejecución, pues no hubo necesidad de insertar pernos de anclaje.
- (ii). El uso del perfil con 150 cm propició un incremento de la resistencia de flexión, por tanto, con ruptura por separación lateral de la chapa con desplazamientos en el vano central superiores a 7,20 mm ($L/250$). El uso del perfil con 80 cm se mostró inviable debido a la separación precoz de la chapa inmediatamente después de alcanzar el desplazamiento central de 7,20 mm ($L/250$).
- (iii). De manera general se puede decir que el uso de chapas coladas sin uso de pernos de anclaje es viable cuando el objetivo es el aumento inmediato de la capacidad portante de vigas de concreto armado además del bajo costo relativo de esta configuración de refuerzo. Por lo tanto, su eficiencia está directamente correlacionada al anclaje de las chapas para evitar la falla por separación. Se destaca que parámetros ligados a durabilidad, como la corrosión de la chapa de acero y la estabilidad de la da resina epóxica, no fueron llevados en consideración en esta pesquisa, sin embargo, en una aplicación real tales parámetros deben ser rigurosamente considerados, principalmente en relaciones de costo/beneficio para la efectiva seguridad estructural.

5. REFERENCIAS

- Alfaiate, J., Costa, R. (2004), "*O refuerzo de vigas de betão armado com chapas metálicas coladas com resina*", Métodos Computacionais em Engenharia, APMTAC, Portugal. pp. 1-13.
- Ali, M. S. M., Oehlers, D. J., Bradford, M. A. (2005) "*Debonding of steel plates adhesively bonded to the compression faces of RC beams*", Construction and Building Materials, V.19, No.6, pp. 413-422.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). NBR 5739: *Concreto - ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos*. Rio de Janeiro, 2007.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). NBR 6118: *Projeto de estruturas de concreto*. Rio de Janeiro, 2014.

- Aykac, S., Kalkan, I., Aykac, B., Karahan, S., Kayar, S. (2013), "*Strengthening and Repair of Reinforced Concrete Beams Using External Steel Plates*", Journal of Structural Engineering, V.139, No.6, pp. 929–939.
- Campagnolo J. L; Campos Filho A., Silva Filho, L. C. P. (1994), "*Técnicas de ancoragem em vigas de concreto armado reforçadas com chapas de acero coladas*", In: 36a. REIBRAC - Reunión Anual do Instituto Brasileiro do Concreto, 1994, Porto Alegre/ RS.
- Cánovas M. F. (1998), "*Patologia e Terapia do Concreto Aramado*", São Paulo: Editora PINI, 522p.
- Cánovas, M. F. (1985), "*Refuerzo de elementos estructurales de hormigón armado mediante encolado de bandas de acero con adhesivos epoxídicos*", Informes de la Construcción, V.37, No. 373, pp. 27-38.
- Helene, P. R. L. (2000) "*Manual para reparo, refuerzo e proteção de estruturas de concreto*", 2 Ed, São Paulo: Editora PINI, 213 p.
- Hussain, M. (1995), "*Flexural behavior of pre-cracked reinforced concrete beams strengthened externally by steel plates*", ACI Structural Journal, V.92, No. 1, pp. 14-23.
- Jumaat, M. Z., Alam A. (2008), "*Experimental and analytical investigations on the structural behaviour of steel plate and CFRP laminate flexurally strengthened reinforced concrete beams*", Journal of Applied Sciences, V.8, pp. 4383-4389.
- Melo Júnior, L. O. (1997), "*Comportamento ao cisalhamento de vigas em concreto armado reforçadas com chapas de acero coladas lateralmente*", Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco (UFPE), Recife/PE, 81p.
- Narayanamurthy, V., Chen, J. F., Narayanamurthy, J., Cairns, D.J., Oehlers, D.J. (2012) "*Plate end debonding in the constant bending moment zone of plated beams*", Composites Part B: Engineering, V.43, No. 8, pp. 3361-3373.
- Oehlers, D., Moran, J. (1990), "*Premature failure of externally plated reinforced concrete beams*", Journal of Structural Engineering, V.116, No. 4, pp. 978-995.
- Patiño, A. L. (2005) "*Comportamiento mecánico de vigas de hormigón armado reforçadas com bandas encoladas con resinas epoxi*", Tesis Ingeniería Civil, Universidad Politécnica de Madrid (UPM), 323p.
- Perelles, D. H., Medeiros, M. F., Garcez, M. R. (2013), "*Aplicação da análise hierárquica como ferramenta de tomada de decisão para escolha do compósito de refuerzo com polímeros reforçados com fibras*", Revista ALCONPAT, V.3, No. 3, pp. 165-180.
- Santos, P. M. (2008), "*Comparação de refuerzo com chapas de acero e fibras de carbono em vigas de concreto armado submetida à flexión simples*", Trabalho de Final de Curso em Engenharia Civil, Universidade Estadual de Feira de Santana (UEFS), Feira de Santana/BA.
- Silva Filho L. C. P., Helene P. R. L. (2011), "*Análises de estruturas de concreto com problemas de resistência e fissuração*", In.: Isaia G. C., Concreto: Ciência e Tecnologia. 1ª Edição. São Paulo: Editora IBRACON, V.2, Cap.32, pp. 1124-1174.
- Simões, M. L. F. (2007), "*Refuerzo à flexión de vigas de concreto armado por encamisamento parcial*", Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ), Rio de Janeiro/RJ, 162p.
- Souza, V. C. M., Ripper, T. (1988), "*Patologia, recuperação e refuerzo de estruturas de concreto*", São Paulo: Editora PINI, 255 p.
- Tisot, G. D. D. (2010), "*Refuerzo à flexión de vigas de concreto armado submetidas a carregamento precoce*", Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia Civil, Universidade de Passo Fundo (UPF), Passo Fundo/RS.