

Revista **ALCONPAT**

Revista Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y
Recuperación de la Construcción

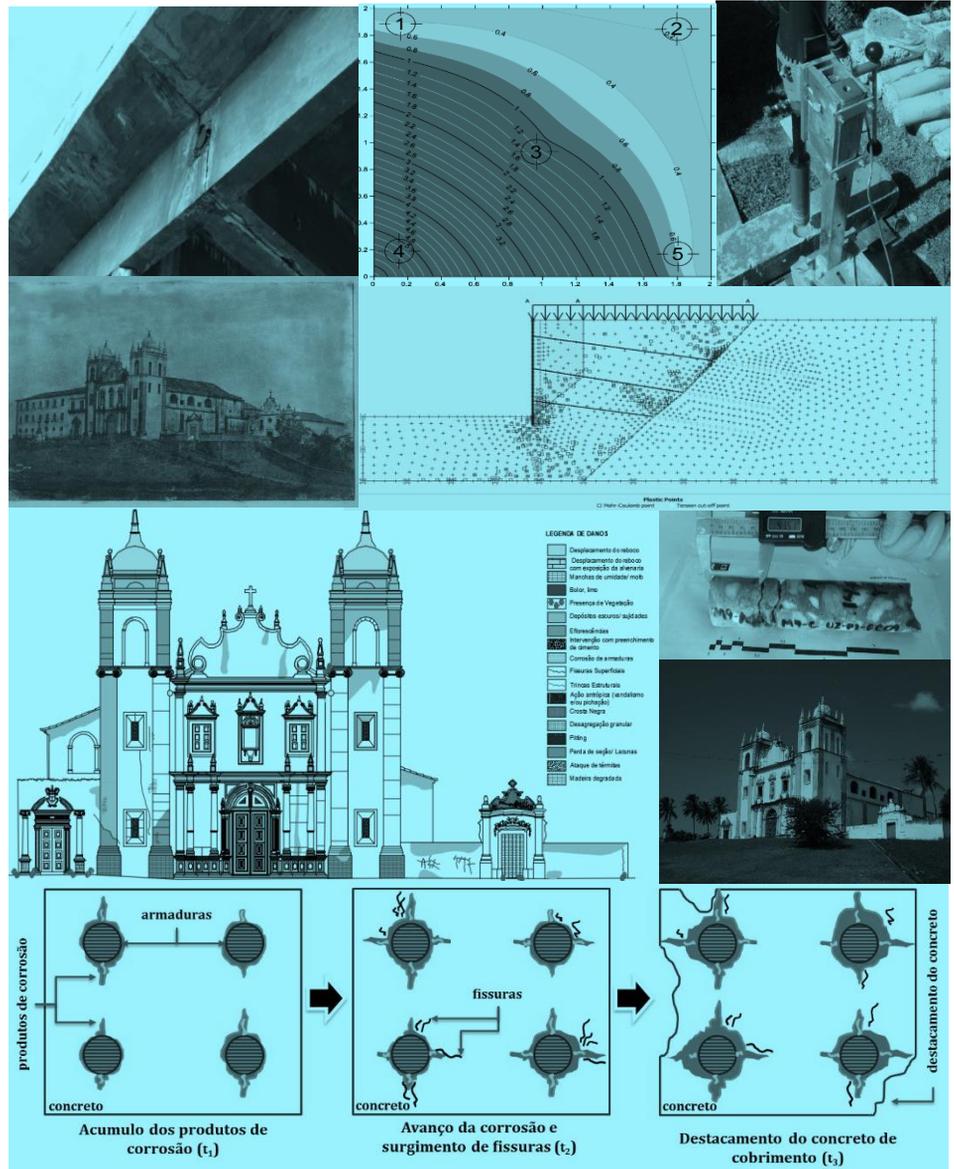
DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i1>
editorial@revistaalconpat.org

eISSN: 2007-6835

Volumen 8

Enero - Abril 2018

Número 1



Revista Latinoamericana de Control, de Calidad Patología y
Recuperación de la Construcción

<http://www.revistaalconpat.org>



ALCONPAT Internacional

Miembros Fundadores:

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

Junta Directiva Internacional:

Presidente de Honor

Angélica Ayala Piola, **Paraguay**

Presidente

Carmen Andrade Perdrix, **España**

Director General

Pedro Castro Borges, **México**

Secretario Ejecutivo

José Iván Escalante García, **México**

Vicepresidente Técnico

Enio Pazini Figueiredo, **Brasil**

Vicepresidente Administrativo Luis

Álvarez Valencia, **Guatemala**

Gestor

Paulo Helene, **Brasil**

Revista ALCONPAT

Editor en Jefe:

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

Co-Editor en Jefe:

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

Editor Ejecutivo:

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

Editores Asociados:

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

Ing. Raúl Husni

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

Dr. Paulo Roberto do Lago Helene

Universidade de São Paulo.

São Paulo, **Brasil**

Dr. José Iván Escalante García

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

Dr. Mauricio López.

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

Dra. Oladis Troconis de Rincón Centro de Estudios de

Corrosión Universidad de Zulia

Maracaibo, **Venezuela**

Dr. Fernando Branco Universidad

Técnica de Lisboa

Lisboa, **Portugal**

Dr. Pedro Garcés Terradillos

Universidad de Alicante

San Vicente, **España**

Dr. Andrés Antonio Torres Acosta

Instituto Mexicano del Transporte / Universidad Marista de
Querétaro

Querétaro, **México**

Dr. Luiz Fernández Luco

Universidad de Buenos Aires – Facultad de Ingeniería –
INTECIN

Buenos Aires, **Argentina**

Mensaje del Editor en Jefe

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

<http://www.revistaalconpat.org>

Es motivo de satisfacción y alegría para el equipo de la Revista ALCONPAT ver publicado el primer número de nuestro octavo 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 V8N1, inicia con un trabajo procedente de **Brasil**, donde Emerson Felix y colegas modelan la vida útil de estructuras de hormigón armado bajo la acción de corrosión uniforme. El modelado se dividió en dos etapas, iniciación y propagación. El modelado de la fase de iniciación fue realizado por medio de Redes Neurales Artificiales (RNA) y el modelado de la fase de propagación fue hecho por medio del Método de los Elementos Finitos (MEF). El acoplamiento de la RNA en el MEF posibilitó analizar y estudiar la durabilidad de estructuras de hormigón armado bajo la acción de corrosión uniforme, presentándose como una metodología alternativa para la estimación del tiempo de vida útil de estas estructuras.

En el segundo trabajo, procedente de **México**, Tezozomoc López y colegas nos hablan sobre el comportamiento electroquímico en elementos de concreto armado sin y con adición de cloruro de sodio (NaCl) en el agua de amasado, en un ambiente marino/tropical. El seguimiento consistió en medir potencial de corrosión (E_{corr}), avance del frente de carbonatación (xCO_2) y registro fotográfico de la interfase concreto/acero en diferentes etapas del período de tiempo de exposición. En la exposición a la intemperie se observó que la adición de NaCl en el agua de amasado favoreció el avance de la carbonatación, sin que se visualizara el inicio de corrosión. La presencia de cloruro fue determinante en el inicio y desarrollo del proceso de corrosión, tanto en exposición a la intemperie como en inmersión.

En el tercer artículo procedente de **Brasil**, Romildo Alves y colegas hablan sobre un programa experimental, con el objetivo de investigar el potencial del uso de las cenizas de orujo de caña de azúcar como una sustitución parcial del cemento en la producción de morteros. Se estudiaron cenizas de bagazo de caña de azúcar de dos orígenes: una oriunda directamente de la industria de caña de azúcar y otra de pizzerías que utilizan este material en sustitución de la madera en sus hornos. La metodología siguió con la caracterización del material, utilizando difracción de rayos X (XRD) y fluorescencia de rayos X (WDXRF) así como pruebas iniciales para la cuantificación ideal

de sustitución del cemento por los residuos. Los resultados obtenidos indicaron que ambos residuos exhibieron características de puzolanidad presentando cerca del 60% de material amorfo en su composición. Las pruebas de resistencia a la compresión a diferentes edades mostraron resultados satisfactorios. Se concluyó que los residuos desempeñaron un papel importante en el incremento de las resistencias a compresión a corto y largo plazo.

El cuarto artículo, de Othavio Toniasso Takeda y Wellington Mazer, proviene de **Brasil**; ellos discuten el potencial del análisis termográfico en la evaluación de las manifestaciones patológicas en las fachadas de edificios. Su uso puede ayudar en la identificación y diagnóstico, reduciendo tiempo y costos de estas actividades. Para poner en práctica esta técnica, se realizaron la calibración del sensor térmico y los ensayos en dos periodos diferentes de luz solar. Los resultados obtenidos demostraron que la aplicación del análisis termográfico permite la identificación y extensión de las manifestaciones patológicas ocultas en sistemas de revestimientos de fachadas, incluyendo sitios de acceso difícil, complementando los resultados de las inspecciones visuales y disminuyendo su subjetividad.

El quinto trabajo de este número lo escriben Eudes de Arimatéa Rocha y colegas de **Brasil**, quienes presentan la elaboración e implementación de un mapa de daños en un edificio del siglo XVI con el objetivo de fomentar la preservación de este patrimonio histórico-cultural. El estudio adopta la elaboración del mapa de daños a partir de una ficha de identificación de los daños desarrollados durante las inspecciones, configurándose como una herramienta importante para registrar problemas y guiar los servicios de profilaxis. Se enfatiza la complejidad del análisis de edificios históricos, puesto que es indispensable conocer las técnicas y materiales utilizados en estas construcciones. Se concluye que el uso de las etapas indicadas, en la elaboración del mapa de daños, proporciona subsidios que facilitan el análisis de la sintomatología y el correcto diagnóstico, garantizando un tratamiento más confiable.

En el sexto trabajo, procedente de **Brasil**, Alexandre Machado y Luiz Carlos Mendes hablan sobre la verificación y comportamiento de carga en tirantes de cortinas ancladas, ejecutadas para eliminar el riesgo geológico-geotécnico en cuevas de la ciudad de Río de Janeiro. Considerando el aumento de sobrecarga debido al crecimiento de construcciones aguas arriba de estas estructuras y el término de su vida útil, se realizó una simulación a través del sistema computacional Plaxis para estimar la carga en tirantes de 20 cortinas ancladas después de 50 años de ejecutadas y se comparó con los resultados obtenidos mediante ensayos de verificación residual de carga. Los resultados muestran que, a pesar de la simulación teórica que indica un aumento de carga en 50 años debido a una sobrecarga adicional, los tirantes tienden a perder carga incluso con un aumento de sobrecarga en las cortinas ancladas.

En el séptimo trabajo, procedente de **Brasil**, Clayton José Gomes Silva y colegas analizan las condiciones

estructurales y funcionales de 332 puentes y viaductos de las autopistas Federales de Pernambuco, adoptando como metodología la base de datos del Departamento Nacional de Infraestructura del Transporte (DNIT) y las inspecciones estructurales que constituyen la muestra estudiada. La información obtenida se analizó según los criterios de la norma DNIT 010/2004 - PRO y la norma ABNT NBR 9452/2016, siendo la primera investigación en Brasil con tal cantidad de estructuras usando dos sistemas normativos. Aunque con las limitaciones de este tipo de estudio, las conclusiones muestran una contribución al mejoramiento de los puentes de carreteras brasileñas que, en general, sufren los mismos problemas que existen en los puentes analizados.

El artículo que cierra la edición especial es de Erick Maldonado y colegas de **México**, quienes presentan los resultados de la inspección por corrosión, y una propuesta de reparación de los muros exteriores de una torre de concreto reforzado localizada en la costa sur del estado de Veracruz. La inspección incluyó un levantamiento de daños con un dron, y ensayos físico-químicos, mecánicos y electroquímicos que permitieron caracterizar el concreto y los daños por corrosión. El mecanismo gobernante de la corrosión en la estructura estudiada fue la carbonatación. Sin embargo, la emisión de sulfatos en ese ambiente industrial se reflejó en la resistencia a la compresión, grietas y delaminaciones. Las condiciones anteriores fueron contempladas en las acciones propuestas de reparación para extender su vida de servicio.

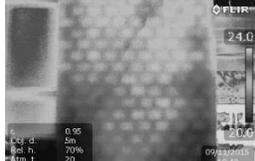
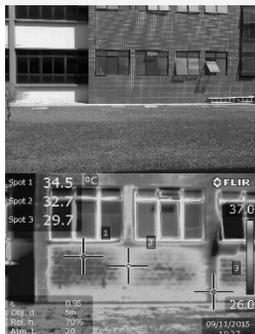
Este primer número del año abre con buenas noticias pues estrenamos una nueva versión de plataforma OJS donde ahora podrán consultar estadísticas y otros parámetros que antes no se tenían. El portal está totalmente traducido ahora al inglés y al portugués y tiene como idioma predeterminado el inglés. Como consecuencia, nuestro índice de citación aumentó considerablemente durante 2017 en Google Académico. De igual forma, Revista ALCONPAT ya está indizada en SciELO Citation Index, base de datos integrante de Web of Science, lo cual nos coloca en la antesala de evaluación para nuestra futura incorporación al Journal Citation Reports (JCR) de WoS.

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

Por el Consejo Editorial



Pedro Castro Borges
Editor en Jefe



CONTENIDO

INVESTIGACIÓN BÁSICA

E. F. Felix, T. J. Rodrigues Balabuch, M. Corrêa Posterli, E. Possan, R. Carrazedo: Análise da vida útil de estruturas de concreto armado sob corrosão uniforme por meio de um modelo com RNA acoplado ao MEF. 1

INVESTIGACIÓN APLICADA

M. R. Sosa, T. Pérez, V. M. J. Moo-Yam, E. Chávez, J. T. Pérez-Quiroz: Análisis de la interfaz concreto-acero en especímenes expuestos a la intemperie e inmersos en agua de mar natural. 16

R. A. Berenguer, F. A. Nogueira Silva, S. Marden Torres, E. C. Barreto Monteiro, P. Helene, A. A. de Melo Neto: La influencia de las cenizas de bagazo de caña de azúcar como reemplazo parcial del cemento en la resistencia a la compresión de los morteros. 30

O. T. Takeda, W. Mazer: Potencial del análisis termográfico para evaluar manifestaciones patológicas en sistemas de revestimiento de fachadas. 38

E. A. Rocha, J. V. S. Macedo, P. Correia, E. C. Barreto Monteiro: Adaptación de mapa de daños a edificios históricos con problemas patológicos: Estudio del caso de la Iglesia del Carmo en Olinda PE. 51

A. X. Machado, L. C. Mendes: Verificación de carga en cortinas ancladas ubicadas en áreas de riesgo geotécnico en la ciudad de Río de Janeiro. 64

C. J. G. Silva, E. C. Barreto Monteiro, J. P. A. Vitória: Condiciones estructurales y funcionales de puentes y viaductos de las vías federales de Pernambuco. 79

CASO DE ESTUDIO

E. E. Maldonado-Bandala, D. Nieves-Mendoza, J. L. Vela-Jiménez, P. Castro-Borges: Evaluación de problemas patológicos asociados a carbonatación y sulfatos en una torre de concreto con más de 50 años de servicio. 94

Análisis da vida útil de estructuras de concreto armado bajo la acción de la corrosión uniforme por medio de un modelo con RNA acoplado al MEF

E. F. Felix*¹, T. J. Rodrigues Balabuch¹, M. Correa Posterlli¹, E. Possan², R. Carrazedo¹

*Autor de Contacto: emerson.felipe.felix@gmail.com

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i1.256>

Recepción: 24/08/2017 | Aceptación: 18/12/2017 | Publicación: 31/01/2018

RESUMEN

Este estudio tiene como objetivo analizar y estimar la vida útil de estructuras de hormigón armado bajo la acción de corrosión uniforme. El modelado se dividió en dos etapas, iniciación y propagación. El modelado de la fase de iniciación fue realizado por medio de Redes Neuronales Artificiales (RNA) y el modelado de la fase de propagación fue hecho por medio del Método de los Elementos Finitos (MEF). El acoplamiento de la RNA en el MEF posibilitó analizar y estudiar la durabilidad de estructuras de hormigón armado bajo la acción de corrosión uniforme, presentándose como una metodología alternativa para la estimación del tiempo de vida útil de estas estructuras.

Palabras clave: hormigón armado; corrosión de las armaduras; vida útil; Redes Neuronales Artificiales; Método de los Elementos Finitos.

Citar como: E. F. Felix, T. J. Rodrigues Balabuch, M. Corrêa Posterlli, E. Possan, R. Carrazedo (2018), “Análisis da vida útil de estructuras de concreto armado bajo la acción de la corrosión uniforme por medio de un modelo con RNA acoplado al MEF”, Revista ALCONPAT, 8 (1), pp. 16 – 29, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i1.256>

¹ Escola de Engenharia de Sao Carlos, Universidade de Sao Paulo, Brasil.

² Universidade Federal da Integração Latino-Americana, Brasil.

Información Legal

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

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

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

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

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el tercer número del año 2018 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del segundo número del año 2018.

Service life analysis of reinforced concrete structure under uniform corrosion through ANN model coupled to the FEM

ABSTRACT

The present work intends to analyze and numerically model the corrosion process, estimating the service life of concrete structures. The modelling process was divided in two stages, initiation and propagation. The modeling of the initiation phase was carried out by Artificial Neural Networks (ANN), and the modeling of the propagation phase was done by means of Finite Element Method (FEM). The results show the efficiency of the model generated by the coupling of ANN to the FEM to analyze and study the durability of reinforced concrete structures under uniform corrosion, and the numerical model applicability to estimate the service life of reinforced concrete structures.

Keywords: reinforced concrete; reinforcement corrosion; service life; Artificial Neural Networks; Finite Element Method.

Análise da vida útil de estruturas de concreto armado sob corrosão uniforme por meio de um modelo com RNA acoplado ao MEF

RESUMO

O presente trabalho apresenta uma análise numérica da vida útil de estruturas de concreto armado sujeitas à corrosão uniforme. O processo de modelagem foi dividido em dois estágios, iniciação e propagação. A modelagem da fase de iniciação foi feita via Redes Neurais Artificiais (RNA) enquanto que a fase de propagação foi modelada através do Método dos Elementos Finitos (MEF). Os resultados demonstram que o modelo gerado pelo acoplamento das RNA ao MEF, possibilita de forma eficiente, a simulação da degradação de estruturas de concreto armado devido à ação da corrosão uniforme e, a aplicabilidade da ferramenta numérica quanto a previsão da vida útil destas estruturas.

Palavras-chave: concreto armado; corrosão de armaduras; vida útil; Redes Neurais Artificiais; Método dos Elementos Finitos.

1. INTRODUCCIÓN

Entre los factores para el desarrollo sustentable y el crecimiento económico de la sociedad moderna están la confiabilidad y la durabilidad de estructuras e instalaciones de infraestructura, destacando las estructuras de concreto armado. Entre tanto esos sistemas estructurales son vulnerables a procesos de deterioro resultantes de agresiones químicas y daños físicos, que, a lo largo del tiempo, pueden llevar a un desempeño estructural insatisfactorio sobre cargas de servicio ó acciones accidentales.

Ante lo expuesto en los últimos años hubo avances significativos en las áreas de modelaje, análisis y proyecto tanto al deterioro en estructuras, así como nuevos abordajes fueron propuestos en cuanto a la evaluación de la vida útil de las estructuras (Ellingwood, 2016; Biondini et al., 2017, Andrade et al., 2017).

La corrosión de las armaduras se presenta como la falla con mayor índice de ocurrencia en estructuras de concreto armado (Kari et al., 2014). En Brasil, por ejemplo, este índice varía de 14 a 64% dependiendo de la región de análisis (Carmona et al., 1988; Dal Molin, 1988; Andrade, 1992).

Se percibe que el modelaje estructural precisa es computacionalmente eficiente en cuanto al deterioro causado por la corrosión, y es requisito esencial para la confiabilidad estructural y

análisis de la vida útil de modo de reducir los costos de mantenimiento de las estructuras, especialmente las de concreto armado (Vu et al., 2000; Rao et al., 2017).

La corrosión de las armaduras de acero en el concreto es un proceso electroquímico causado por las diferencias en las concentraciones de iones disueltos de manera que parte del metal se vuelve catódico y otro anódico, resultando en la pérdida de volumen del material y en la formación de productos de corrosión, material secundario con volumen de 3 a 10 veces mayor que el inicial (Mehta et al., 2014; Geiker et al., 2016).

El modelaje del deterioro del concreto debido a la corrosión uniforme se ha utilizado en los procesos fenomenológicos en que la corrosión del acero embebido en concreto puede ser segmentada y resumida en dos fases que son iniciación y propagación.

La fase de iniciación de la corrosión corresponde al período en que ocurre el transporte de agentes agresivos, por ejemplo, el CO₂, en la matriz porosa del concreto, teniendo como consecuencia la reducción del pH del medio (de aproximadamente 12,5 a 8,5) y la despasivación de la armadura. En la fase de propagación, se caracteriza por la pérdida de masa del acero y la formación de productos de corrosión que causan la fisuración del concreto de recubrimiento o en fases más avanzadas el desprendimiento del concreto (Tuutti, 1982; Bakker, 1988; Rao et al., 2017).

Es de conocimiento general que los costos de proyectos de estructuras de concreto armado que consideran apenas el período de iniciación de la corrosión no son los más económicos, una vez que no se consideran los costos de mantenimiento causados por la corrosión, principalmente en el período de propagación, dicha consideración es de gran importancia en el análisis de vida útil de las estructuras de concreto armado (Yanaka et al., 2016).

Ante lo expuesto en este trabajo se analiza la vida útil de estructuras de concreto armado por medio del acoplamiento de dos modelos, uno responsable por la estimación del tiempo en que ocurre la despasivación de la armadura (vida útil de proyecto - VUP) y otro referido al tiempo en que el elemento de concreto alcanza el estado límite de servicio (vida útil de servicio - VUS).

2. VIDA ÚTIL DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO BAJO CORROSIÓN

La vida útil la seguridad, la confiabilidad y el riesgo de los sistemas de infraestructura civil se volvieron cuestiones emergentes en los últimos años debido a las catástrofes naturales y humanas, aspectos de sustentabilidad y el calentamiento global.

La gestión de la durabilidad de la infraestructura civil envuelve gastos significativos y en una época de recursos públicos limitados, requiere decisiones difíciles para establecer prioridades de mantenimiento, rehabilitación y sustitución. En este aspecto se aprecia la importancia del concepto de vida útil, que sirve como base para un abordaje holístico de proyecto. Las estructuras deben ser idealizadas para la seguridad estructural y el mantenimiento durante un período especificado. Eso incluye un proyecto para durabilidad y sustentabilidad. Con la intención de concebir una estructura con una baja necesidad de mantenimiento durante su vida útil, medidas que deben ser tomadas en la fase de concepción y todavía es necesario realizar el control cuando la estructura está en servicio (Ellingwood et al., 2016).

Una de las principales causas de reducción de la vida útil de estructuras de concreto armado es la corrosión, una vez que esa involucra la pérdida de material de la superficie del acero como resultado de una acción química y la pérdida de material lleva a la reducción de área efectiva en la sección transversal y en consecuencia la disminución de la capacidad de soportar cargas.

Entre tanto la corrosión puede ser retardada adoptando un concreto de media o alta durabilidad (dependiendo del ambiente de exposición) o considerando un espesor adecuado para el concreto de recubrimiento. Broomfield (2007) y Dyer (2015) relatan que cuanto menor es el recubrimiento y la calidad del concreto, mayor será la posibilidad de ocurrencia de la corrosión generando efectos degenerativos, por ejemplo, la fisuración del concreto.

La alcalinidad del concreto se da debido a los poros microscópicos que contienen altas concentraciones de óxidos de calcio, sodio y potasio soluble. Estos forman hidróxidos alcalinos en presencia de agua, creando una condición de pH óptimo (entre 12 y 13). De este modo el concreto protege al acero da corrosión tanto físicamente formando una capa protectora para la armadura, cuanto químicamente por medio de su condición alcalina que induce la formación de la película pasiva en la superficie del acero muy densa, fina y de óxido, llevando a una tasa muy lenta de corrosión (Broomfield, 2007; Kōliö et al., 2017).

El proceso de corrosión uniforme, corrosión por carbonatación, puede ser sub dividido en dos fases, iniciación y propagación. La fase de iniciación se caracteriza por el proceso de difusión de CO₂ y gas carbónico que penetra la matriz porosa del concreto reaccionando con los hidróxidos de calcio (Ca(OH)₂) presente en la pasta de cemento llevando a la formación del carbonato de calcio (CaCO₃) (Figura 1). En la literatura este proceso recibe el nombre de carbonatación, siendo responsable por algunas alteraciones del concreto carbonatado, por ejemplo, reducción de la permeabilidad (Neville, 1997). Además de eso, el proceso reduce el pH del concreto (de aproximadamente 12,5 a 8,5), teniendo por consecuencia la destrucción de una capa química que protege al acero de los mecanismos de corrosión (Chang et al., 2006) (Figura 1).

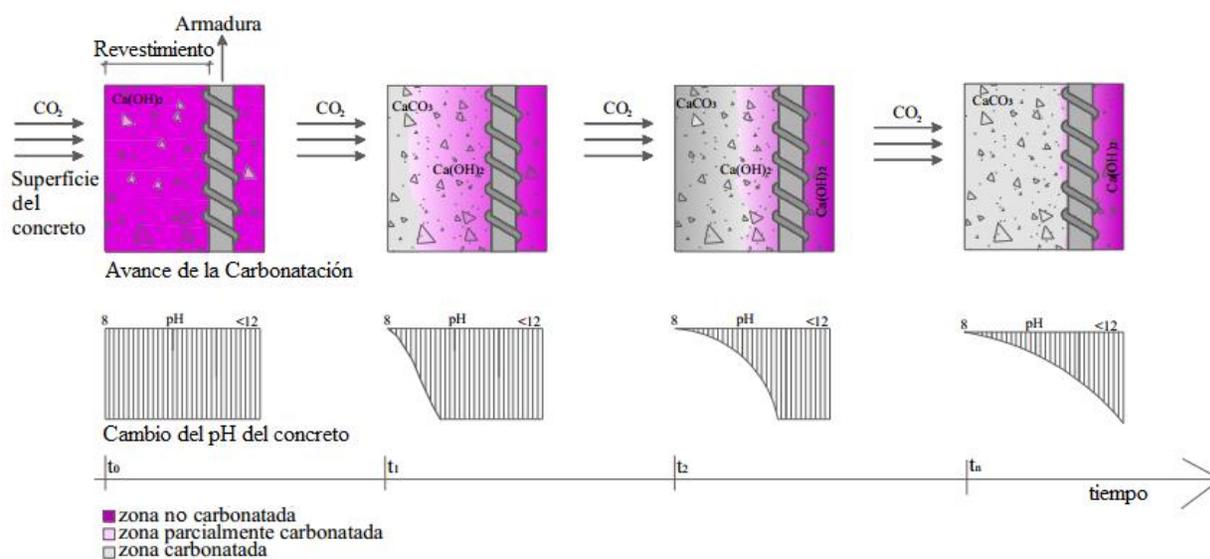


Figura 1. Avance del frente de carbonatación vs. reducción del pH en el concreto (Possan, 2010).

La reacción de carbonatación comienza en la superficie del concreto progresando internamente con el tiempo. A medida que el frente de carbonatación alcanza la profundidad del acero, se inicia la fase de desarrollo de la corrosión, no habiendo presencia de ningún daño real a la estructura hasta este punto (Tuutti, 1982; Possan, 2010; Kōliö et al., 2017).

En la fase de propagación, para que haya la formación de los productos de corrosión, será necesario que primero el hidróxido ferroso se transforme en hidróxido férrico (1) para entonces transformarse en óxido férrico hidratado, también denominado producto de corrosión, demostrado en (2).



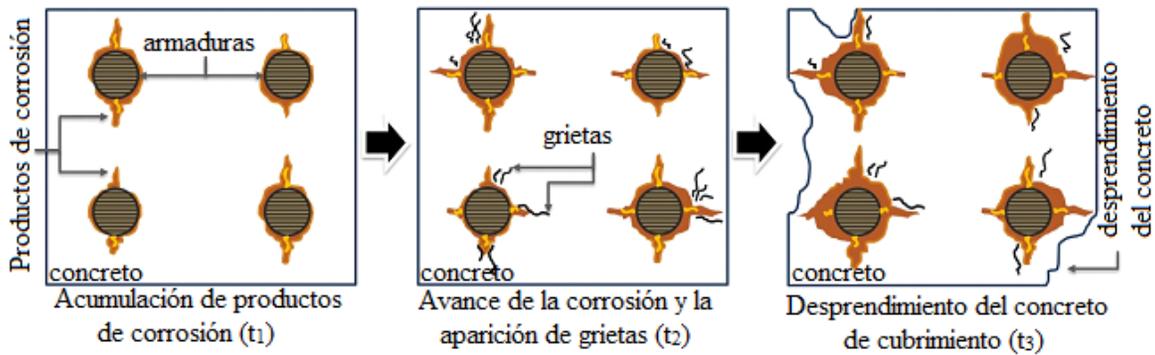


Figura 2. Fases de los daños causados en el concreto en el período de desarrollo de la corrosión.

La propagación es determinada por la tasa de corrosión (que depende de la disponibilidad de oxígeno, humedad relativa y temperatura) de la capacidad del concreto para soportar tensiones internas. El óxido férrico no hidratado (Fe_2O_3) tiene un volumen cercano a dos veces el del acero que sustituye cuando está totalmente denso. El óxido férrico al hidratarse se expande aún más haciéndolo poroso y aumentando el volumen de la interfase acero-concreto de seis a diez veces, causando la pérdida de área efectiva de acero.

La expansión del concreto debido a la formación de los productos de corrosión tiene por consecuencia la fisuración del concreto de recubrimiento, esto ocurre cuando las tensiones inducidas por la capa creciente de productos de corrosión exceden la capacidad de tracción del concreto, especialmente en estructuras con pequeños recubrimientos. Con la fisuración del concreto, la difusión de agentes externos es facilitada y acelerada, pudiendo causar mayores daños al concreto, por ejemplo, el desprendimiento del concreto de recubrimiento (Figura 2), donde todo un segmento del recubrimiento del concreto se desprende de la superficie de la estructura (Broomfield, 2007; Köliö et al., 2017).

3. MODELAJE DE LA VIDA ÚTIL DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

3.1 Descripción del modelo implementado para el análisis de la vida útil

Con la intención de determinar la vida útil de estructuras de concreto armado con corrosión, se implementó inicialmente un programa en lenguaje Fortran, para el análisis estructural no lineal geométrica de sólidos bidimensionales compuestos con fibras (para la representación del concreto armado) basado en el Método de los Elementos Finitos Posicional (MEFP), descrito en Coda (2003). Seguidamente se realizó una adaptación del programa para que el mismo incorporara los daños en la fase de propagación de la corrosión a través de la reducción del área útil de acero de las armaduras, utilizando para ellos las ecuaciones para la determinación del diámetro íntegro de acero (Stewart et al., 1998) y la tasa de corrosión de las armaduras (Vu et al., 2000), dadas respectivamente en (3) e (4).

$$d(t_p) = d_0 - (2.0,0116 \cdot \eta \cdot t_p) \quad (3)$$

$$\eta = \left(\frac{37,8 \cdot (1 - a/c)^{-1,64}}{cob} \right) \cdot 0,85 \cdot (t_p)^{-0,29} \quad (4)$$

donde $d(t_p)$ es el diámetro íntegro de acero (en mm) en el tiempo t_p (en años) luego de iniciar el período de desarrollo de la corrosión, d_0 es el diámetro inicial de la barra (mm), η representa

la tasa de corrosión de la armadura ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$), a/c es la relación agua/cemento del concreto y cob es el espesor del concreto de recubrimiento (mm).

Para la determinación del instante en que ocurre la despasivación del acero (VUP), se acopló el código, basado en el MEFP, un modelo del avance de la profundidad de carbonatación del concreto, desarrollado por Félix (2016) vía Redes Neuronales Artificiales (RNA) del tipo MultiLayer Perceptron. Las variables de entrada del modelo y la topología de la red responsable por describir el frente de carbonatación son presentadas en la Figura 3.

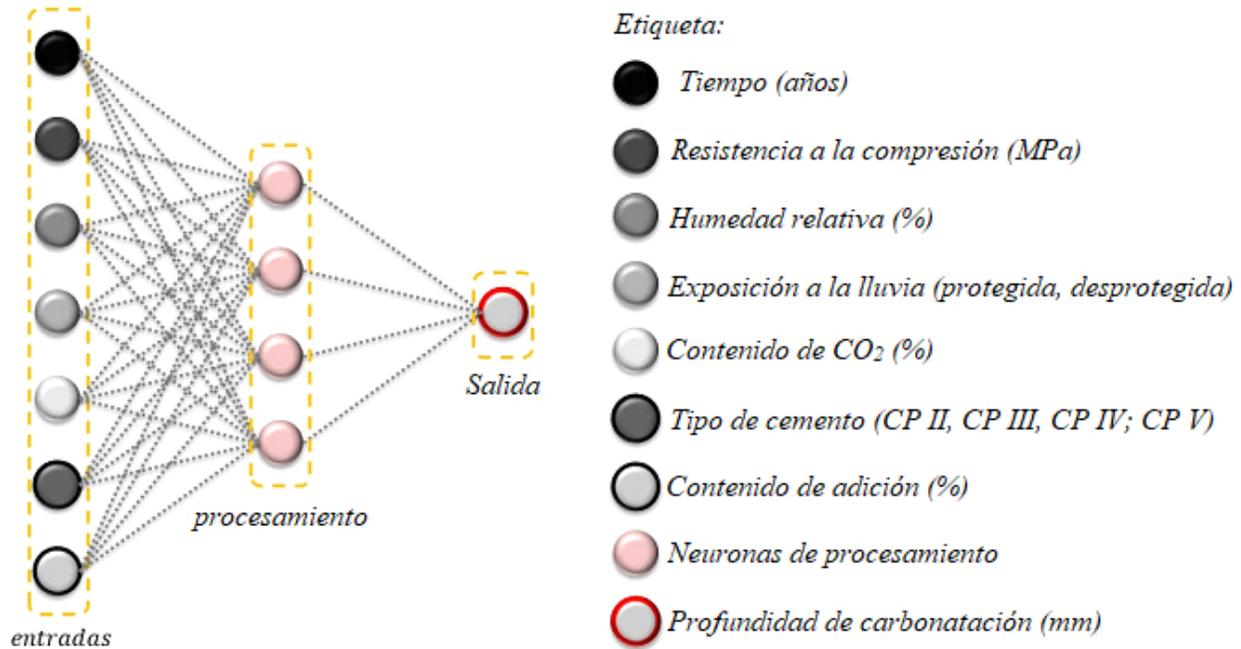


Figura 3. Variables del modelo propuesto y topología de la RNA (Félix et al., 2017).

En cuanto la VUS, la misma es calculada en este trabajo como si fuera el instante de tiempo en que el elemento de concreto bajo corrosión tiene la abertura de fisura característica (5) mayor que los valores aceptables y/o los desplazamientos de la estructura sobrepasan los desplazamientos límites, estos valores son los recomendados por la NBR 6118 (ABNT, 2014).

$$w \leq \begin{cases} w_1 = \frac{\phi_i}{12,5 \cdot \lambda_i} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3 \cdot \sigma_{si}}{f_{ctm}} \\ w_2 = \frac{\phi_i}{12,5 \cdot \lambda_i} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) \end{cases} \quad (5)$$

donde w es la abertura de fisura característica (mm), ϕ_i es el diámetro de la armadura (mm), λ_i es el coeficiente de conformación superficial de la armadura (1.0 para barras lisas, 1.4 para barras dentadas y 2.5 para barras corrugadas), σ_{si} es la tensión de tracción de la armadura (kN/cm^2), E_{si} es el módulo de elasticidad de la barra de acero (kN/cm^2), f_{ctm} es la tensión de tracción promedio del concreto (kN/cm^2) y ρ_{ri} es la tasa de la armadura en relación al área envuelta.

En la **Figura 4** es presentado el flujograma referente al programa implementado para determinar la vida útil de estructuras de concreto armado bajo la acción de la corrosión.

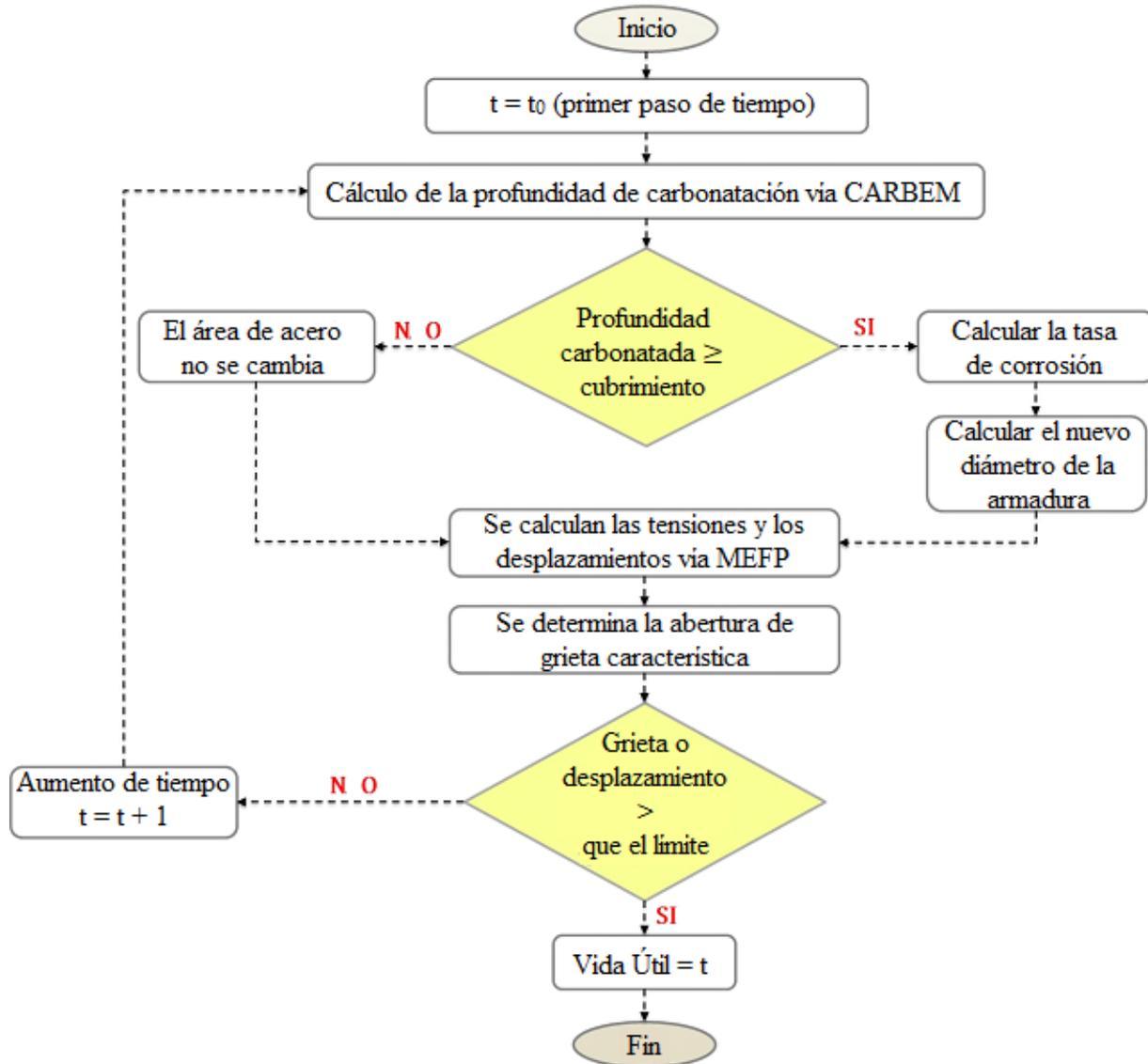


Figura 4. Flujograma referente a los procesos de cálculo del programa desarrollado.

3.2 Validación del modelo de predicción de la profundidad de carbonatación

A fin de demostrar la aplicabilidad del modelo propuesto en las Figuras 5a, 5b, 5c y 5d son presentadas curvas de avance de la profundidad de carbonatación en estructuras de concreto por distintos Escenarios, conforme lo presentado en la Tabla 1. El modelo es comparado a otros existentes en la literatura (Smolczyk, 1969; Vesikari, 1988; Bob et al., 1993; EHE, 2008; Possan, 2010), descritos con detalles en Felix (2016) y con datos reales de degradación de Mehta (2014).

Tabla 1. Escenarios de las estructuras de concreto bajo carbonatación.

Escenario	Concentración de CO ₂ (%)	Humedad relativa (%)	Exposición a lluvia	Tipo de Cemento	Resistencia a compresión (MPa)
I	0.04	70.00	Protegido	CP II – E	30.00
II	0.04	70.00	Protegido	CP III	40.00
III	0.04	65.00	Desprotegido	CP IV	40.00
IV	0.04	65.00	Desprotegido	CP V	40.00

NOTA: En todos los escenarios el contenido de adición es cero y el tiempo de análisis es de 60 años.

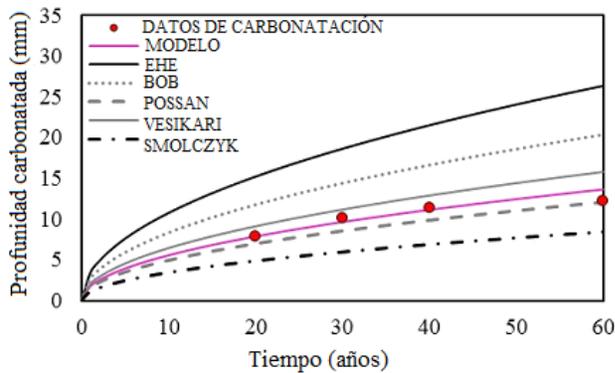


Figura 5(a). Carbonatación en el Escenario I.

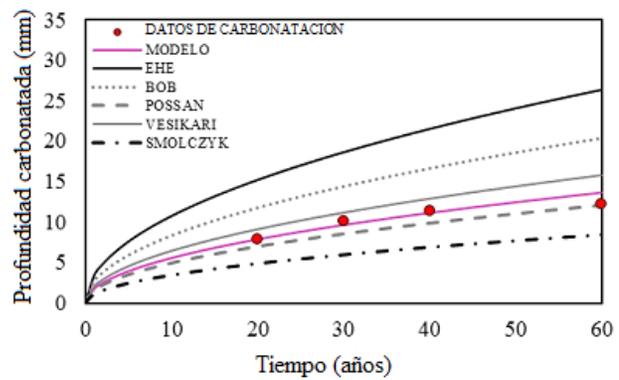


Figura 5(b). Carbonatación en el Escenario II.

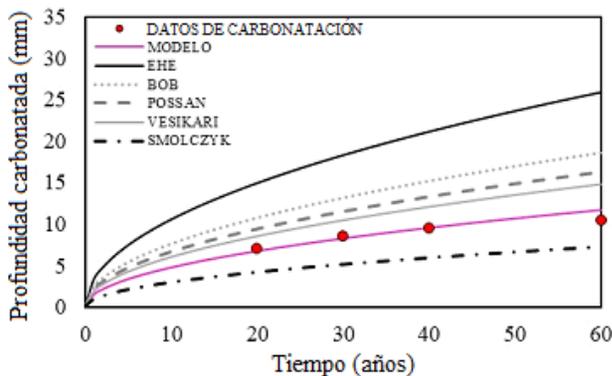


Figura 5(c). Carbonatación en el Escenario III.

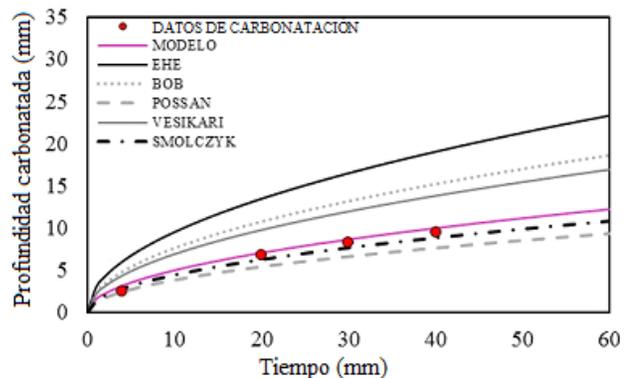


Figura 5(d). Carbonatación en el Escenario IV.

Los resultados encontrados demuestran la aplicabilidad del modelo, y que el mismo representa una herramienta eficiente para la estimación de la profundidad de carbonatación del concreto.

3.3 Validación del modelo referente al modelaje de estructuras de concreto bajo corrosión

Para fines de validación del modelo numérico propuesto, se modeló la degradación impuesta por la corrosión en una viga de concreto armado (Figura 6) ensayada y modelada por Graeff (2007). La estructura consiste en un modelo reducido de una viga de sección rectangular, de dimensión 7x14x130 cm, con vano entre los apoyos de 120 cm. En la Figura 6 es presentado un detalle simplificado de la viga y el esquema referente a la carga impuesta.

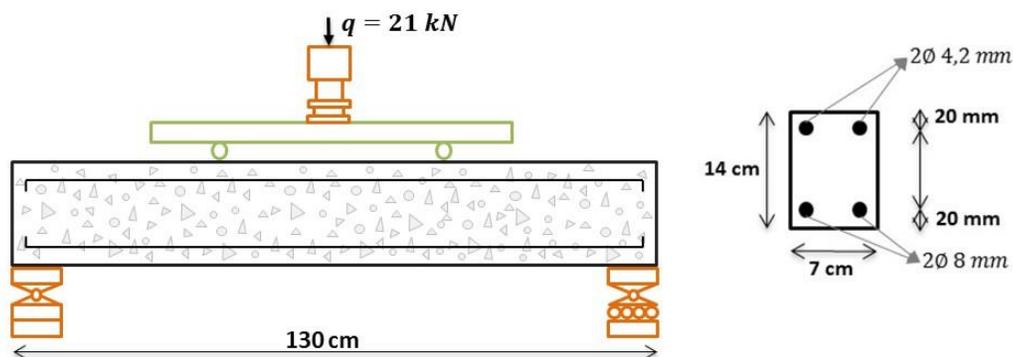


Figura 6. Detalle simplificado de la viga de concreto armado.

La discretización de la malla de elementos finitos de la viga de concreto armado fue hecha con 134 nudos y 34 elementos triangulares con orden de aproximación cúbica para la representación de la matriz de concreto y con 120 elementos de barra simples (fibras) para la representación de

las armaduras. En cuanto a las propiedades de los materiales el concreto tiene módulo de elasticidad de 2600 kN/cm², resistencia a compresión de 2.5 kN/cm², resistencia a tracción de 0.179 kN/cm² y coeficiente de Poisson de 0.2. Ya las armaduras poseen módulo de elasticidad 21000 kN/cm² y resistencia a tracción de 50.0 kN/cm². El modelo constitutivo usado es el de Saint-Venant-Kirchhoff para materiales elástico-lineales.

La Figura 7 presenta la comparación entre los resultados numéricos (modelo propuesto) y experimentales (Graeff, 2007) para el desplazamiento vertical del centro del vano de la viga. Se muestra que el modelo representa de forma coherente el campo de desplazamiento de la viga en el trecho en el rango elástico-lineal.

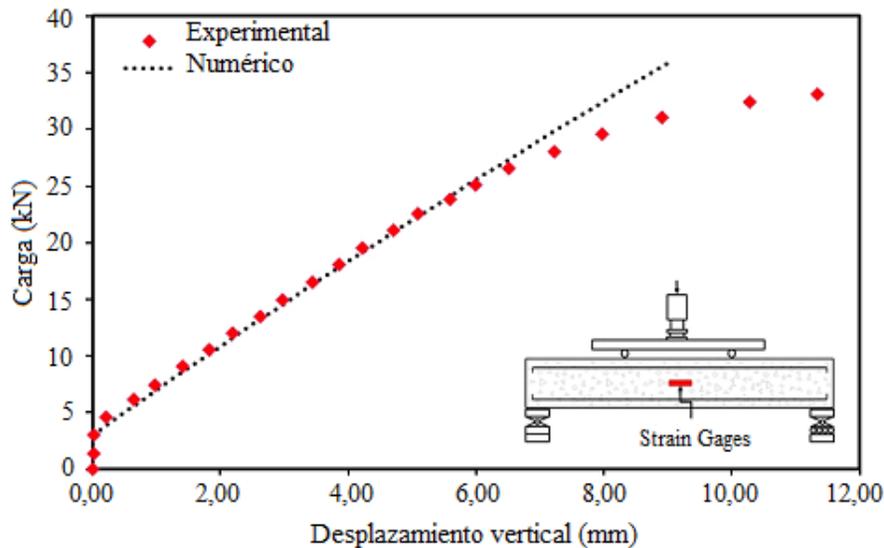


Figura 7. Comparación entre los desplazamientos.

A fin de verificar la aplicabilidad del modelo en cuanto a la determinación de los efectos causados por la corrosión de las estructuras de concreto armado, se comparó la tasa de aumento del desplazamiento vertical del centro de la viga a medida en que las armaduras sufren degradación (pérdida de área), con la obtenida numéricamente por Graeff (2007).

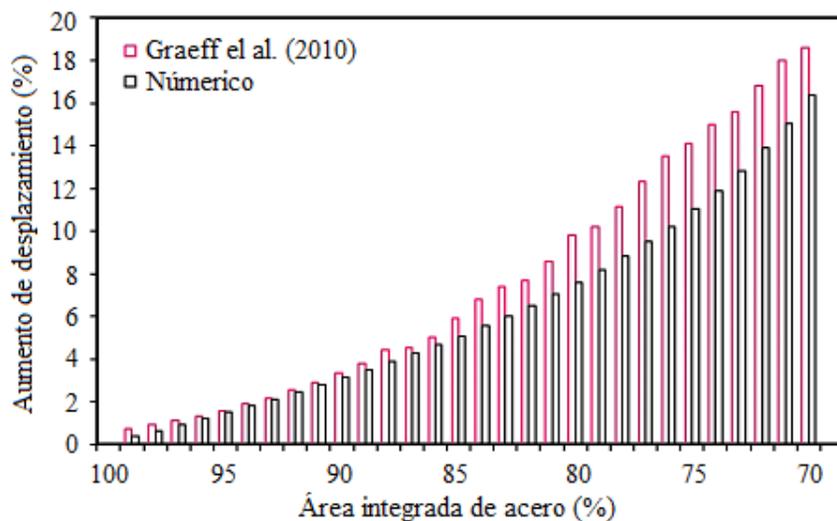


Figura 8. Comparación entre las tasas de aumento de los desplazamientos.

Se observa en la Figura 8, que la creciente diferencia entre las respuestas de los dos modelos con la evolución de la degradación de la armadura, ello ocurre debido a Graeff (2007) adoptar en su modelo una ley constitutiva no lineal. Sin embargo, el modelo propuesto obtiene desplazamientos equivalentes a los de Graeff (2007), presentando una desviación promedio de 3.20%.

3.4 Descripción de la estructura analizada

La estructura analizada en este trabajo consiste en una viga de concreto armado dimensionada de acuerdo con los procedimientos de la NBR 6118 (ABNT, 2014). El Esquema que representa la carga utilizada para el dimensionamiento (obtenido en ELU) y para el análisis de la vida útil (obtenido en ELS) son presentados en la Figura 9, así como los detalles constructivos de la misma. A fin de analizar la durabilidad de la estructura de concreto expuesta a un ambiente con agresividad moderada, la estructura fue dimensionada para tres diferentes recubrimientos, 20, 25 y 30 mm.

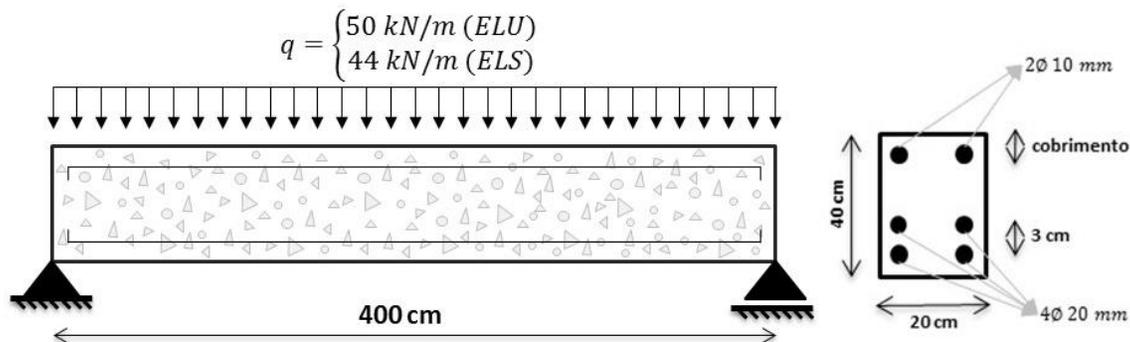


Figura 9. Detalle simplificado de la viga de concreto armado.

La discretización de la malla de elementos finitos de la viga de concreto armado fue hecha con 2317 nodos y 486 elementos triangulares con orden de aproximación cúbica para la representación de la matriz de concreto y con 900 elementos de barra simples (fibras) para la representación de las armaduras.

el modelo constitutivo usado es de Saint-Venant-Kirchhoff para materiales elástico-lineales.

Los datos referentes a las propiedades de los materiales son presentados en la Tabla 2(a), en cuanto que la Tabla 2(b) presenta los datos referentes al concreto y al ambiente de exposición de la estructura.

Tabla 2(a). Propiedad de los materiales.

Material	Propiedad (kN/cm ²)	Valor
Concreto (C30)	Módulo de elasticidad	2607.16
	Coefficiente de Poisson	0.20
	Resistencia a compresión	3.00
	Resistencia a tracción	0.21
Acero (CA-50)	Módulo de elasticidad	21000.00
	Resistencia a tracción	50.00

Tabla 2(b). Datos referentes al concreto y ambiente de exposición.

Característica	Condición
Tipo de cemento	CP III
Concentración de adiciones (%)	0.00
Humedad relativa (%)	60.00
Ambiente	Externo, desprotegido da lluvia
Concentración de CO ₂ (%)	0.04 (ambiente urbano)

4. RESULTADOS

Inicialmente es presentado en la Figura 10 el avance de la profundidad de carbonatación del concreto y la VUP de las vigas de diferentes recubrimientos (20, 25 y 30 mm). De inmediato se nota la importancia del uso de un recubrimiento adecuado en función de la agresividad del medio al cual la estructura de concreto es expuesta, una vez que el recubrimiento adecuado aumenta la VUP y en consecuencia el tiempo necesario para que ocurran las primeras intervenciones humanas y reparaciones de las estructuras.

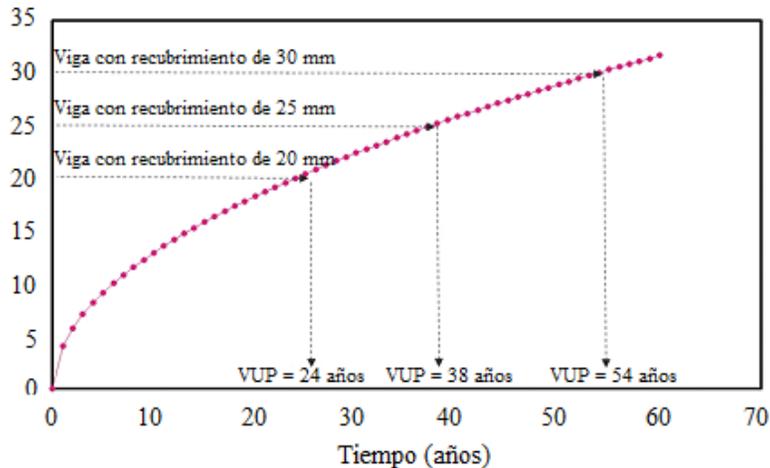


Figura 10. Avance de la carbonatación y VUP de las vigas con diferentes recubrimientos.

En la Figura 11 es posible analizar el avance de la degradación de las armaduras debido a la acción de la corrosión (en el gráfico se presenta el área útil de acero de las armaduras longitudinales). Se observa que durante la fase de iniciación de la corrosión (VUP) el área útil de acero de las armaduras no es reducida, y que la pérdida de sección es significativa en los primeros años del período de propagación de la corrosión, en concordancia con el estudio de Vu et al. (2000). Los autores describen que existe una tendencia de ocurrir mayor pérdida de sección en el período inicial de la corrosión, debido a la tasa de corrosión de las armaduras ser mayor, y que la misma decrece a lo largo del tiempo presentando un comportamiento exponencial.

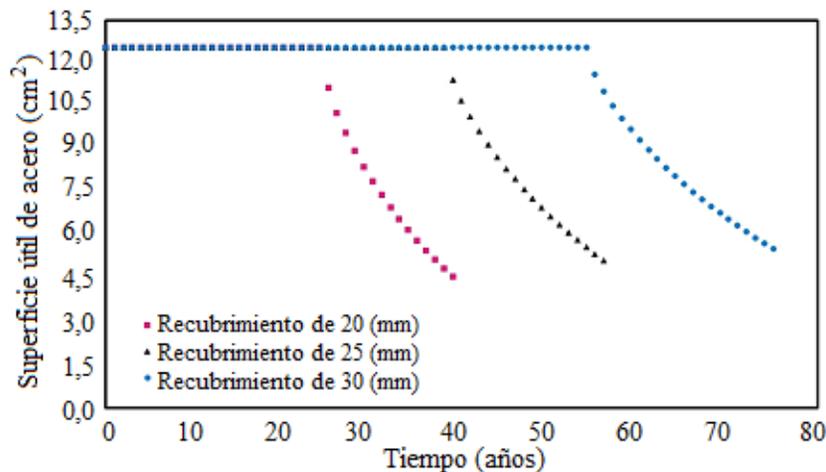


Figura 11. Pérdida del área útil de acero en las vigas de concreto bajo corrosión.

En la figura 12 es presentada la VUS de las vigas de concreto armado analizadas en este trabajo. El valor límite de abertura de fisuras adoptado para el análisis fue $w_{lim} = 0.3$ mm, conforme lo

prescribe la NBR 6118 (ABNT, 2014) para estructuras de concreto con clase de agresividad ambiental II (moderado).

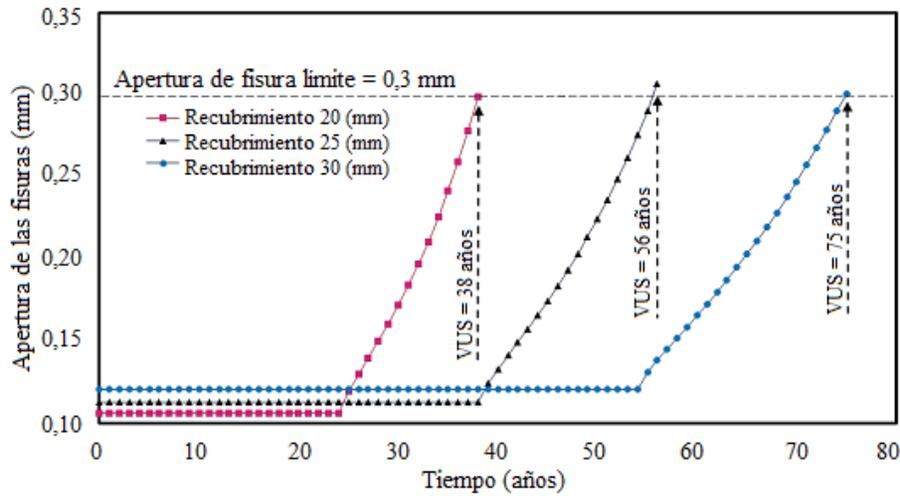


Figura 12. Desarrollo de la apertura de las fisuras y VUS de las vigas de concreto.

Se aprecia que el declive de la curva del avance de la apertura de fisuras decrece con el aumento del recubrimiento, aumentando así el tiempo necesario para que la estructura de concreto armado alcance el estado límite de apertura de fisuras (referente al ELS).

Finalmente se presentan las Figuras 13, 14 y 15 las tensiones longitudinales y los desplazamientos verticales de las vigas de concreto armado con 20, 25 y 30 mm de recubrimiento, en el instante en que las fisuras alcanzan el valor límite (VUS).

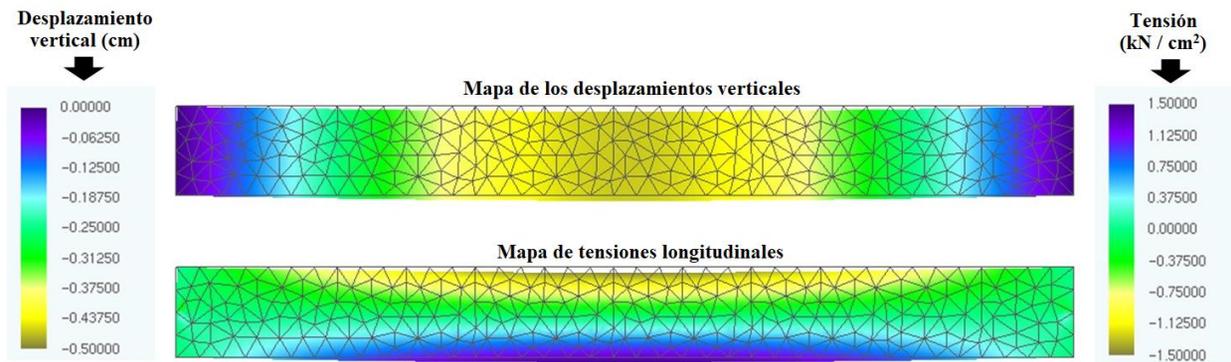


Figura 13. Configuración deformada de la viga con recubrimiento de 20 mm al final de la VUS.

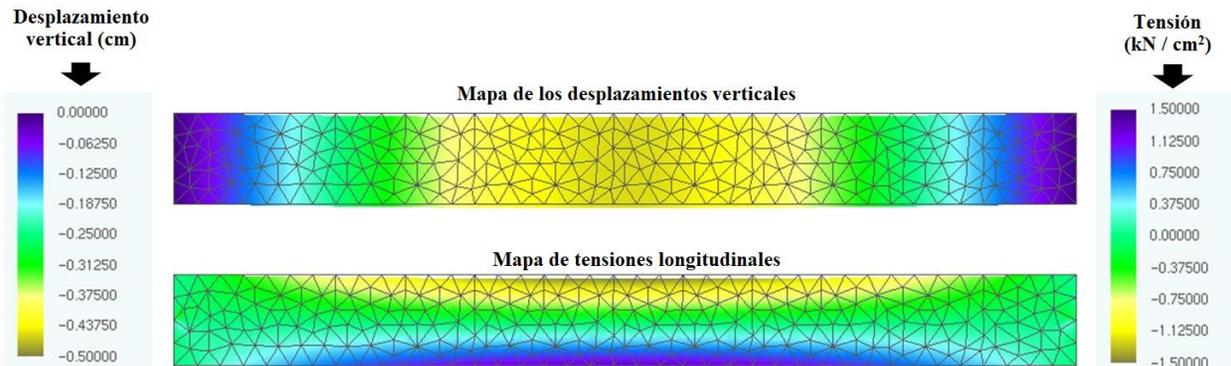


Figura 14. Configuración deformada de la viga con recubrimiento de 25 mm al final de la VUS.

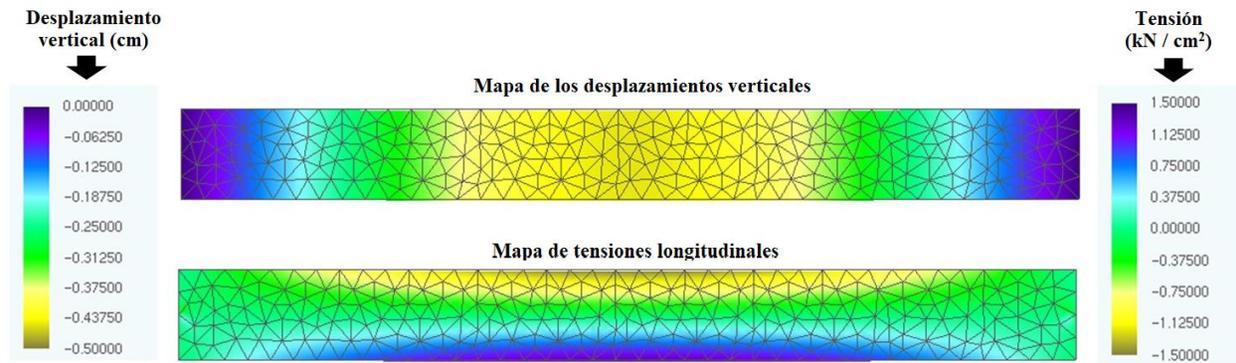


Figura 15. Configuración deformada de la viga con recubrimiento de 30 mm al final de la VUS.

Por medio de los mapas de colores presentados en las Figuras 13, 14 y 15 es posible observar que los desplazamientos de la viga disminuyen con el aumento del recubrimiento de la armadura, eso ocurre debido al hecho de que existe una capa mayor de concreto para la difusión del CO_2 , retardando el inicio de la corrosión y consecuentemente, la degradación de las armaduras, responsable por dar mayor rigidez a la viga de concreto. Este resultado demuestra la necesidad de conocer correctamente el ambiente de degradación al cual la estructura estará sometida, una vez que los elementos de concreto serán proyectados con la durabilidad requerida, garantizando tanto la vida útil de estas estructuras como la seguridad de sus usuarios.

5. CONCLUSIONES

Del análisis de los resultados presentados referente a la validación del modelo desarrollado se puede concluir que tanto la formulación para la determinación de la VUP mediante uso de Redes Neuronales Artificiales (RNAs), cuanto la formulación para el análisis mecánico de estructuras de concreto armado bajo corrosión uniforme, basado en el Método de los Elementos Finitos Posicional (MEF), están coherentemente implementadas y que presentan resultados coherentes cuando son comparados a datos de la literatura.

De las simulaciones realizadas con el modelo generado por el acoplamiento del MEF con las RNA, fue posible concluir que:

- Un recubrimiento adecuado (recubrimiento que toma en cuenta el grado de agresividad al cual la estructura está sometida) garantiza no solo un período mayor para llegar a la despasivación de las armaduras, como también, para alcanzar el límite de abertura de fisuras recomendado por la NBR 6118 (ABNT, 2014);
- La consideración de pérdida de masa del acero, como consecuencia de la corrosión, resulta en el desarrollo de fisuras con dimensión máxima superior a la recomendada por la NBR 6118 (ABNT, 2014), cuando el nivel de corrosión alcanza el 60 %;
- Cuando la tasa de corrosión de las armaduras alcanza el 50 %, se constata el aumento de 30 % en la flecha de las vigas, independientemente del recubrimiento;
- Al aumentar el recubrimiento de las armaduras, se reducen los desplazamientos máximos y la deformación de la viga, al final de la VUS, debido al menor grado de corrosión a la cual las armaduras están sometidas;
- Aun cuando todas las vigas al final de la VUS estén con el concreto en el mismo estado de fisuración, la capacidad mecánica de la viga con 30 mm de recubrimiento es mayor, una vez que las armaduras se encuentran con menor grado de corrosión, y así mayor área útil, demostrando que el recubrimiento es coherente con la agresividad del ambiente al cual la estructura está sometida y proporciona además la durabilidad y seguridad para sus usuarios.

Los resultados obtenidos apuntan a aplicabilidad del código desarrollado como una herramienta eficiente y alternativa para el análisis de la vida útil de estructuras de concreto armado sujetas a corrosión uniforme.

Además, el programa desarrollado demuestra la eficiencia del uso de herramientas numéricas en el desarrollo de modelos para el estudio y la simulación de mecanismos complejos de la degradación de estructuras de concreto armado, corroborando con los estudios de patología de las construcciones.

6. AGRADECIMIENTOS

La coordinación de perfeccionamiento personal de Nivel Superior (CAPES) y al Consejo Nacional de Desarrollo Científico y Tecnológico (CNPq) por el fomento ofrecido a la pesquisa.

7. REFERENCIAS

- Andrade, C. (1992), *“Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão de armaduras”*, Tradução de Antônio Carmona e Paulo Helene, São Paulo: PINI, p. 104.
- Andrade, J. J. O., Possan, E., Dal Molin, D. C. C. (2017), *“Considerations about the service life prediction of reinforced concrete structures inserted in chloride environments”*, Journal of Building Pathology and Rehabilitation, V. 2, p. 1-8.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014), NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto, Rio de Janeiro, ABNT.
- Bakker, R. M. F. (1988), Initiation period. In: Schiess P. *“Corrosion of steel in concrete”*, London, Chapman and Hall, cap. 3, pp. 22-55.
- Biondini, F., Frangopol D. M. (2017), *“Time-variant redundancy and failure times of deteriorating concrete structures considering multiple limit states”*, Structure and Infrastructure Engineering, V.13, pp. 94-106.
- Bob, C., Afana, E. (1993), *“On-site assessment of concrete carbonation”*, Proceedings of the International Conference Failure of Concrete Carbonation, RILEM, Bratislava, pp. 84-87.
- Broomfield, J. P. (2007), *“Corrosion of steel in concrete: understanding, investigation and repair”*. 2. Ed. New York, Taylor & Francis, pp. 294.
- Carmona, A. F., Marega, A. (1988), *“Retrospectiva da patologia no Brasil: Estudo Estatístico”*, in: Jornadas em Español y Português sobre Estructuras y Materiales, CEDEX, IETcc, pp. 325-348.
- Chang, C. F., Chen, J. W. (2006), *“The experimental investigation of concrete carbonation depth”*, Cement and Concrete Research, V.36, pp. 1760-1767.
- Coda, H. B. (2003), *“Análise não linear geométrica de sólidos e estruturas: uma formulação posicional baseada no MEF”*, Volume II, Departamento de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- Comission Permanente del Hormigón, EHE (2008), *“Instrucción de Hormigón Estructural. Ministério de obras públicas e urbanismo”*. Madrid, Espanha.
- Dal Molin, D. C. C. (1988), *“Fissuras em estruturas de concreto armado: análise das manifestações típicas e levantamento de casos ocorridos no Estado do Rio Grande do Sul”*, Dissertação de Mestrado em Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- Dyer, T. (2015), *“A durabilidade do concreto”*. Rio de Janeiro, Editora Ciência Moderna, pp. 536.
- Ellingwood, B. R., Frangopol, D. M. (2016), *“Introduction to the state of the art collection: risk-based lifecycle performance of structural systems”*, Journal of Structural Engineering, V.142, pp. 1.

- Felix, E. F. (2016), “*Desenvolvimento de software para a estimativa da profundidade de carbonatação, vida útil e captura de CO2 de estruturas de concreto empregando RNA’s*”, Trabalho de conclusão de curso, Universidade Federal da Integração Latino-Americana, Foz do Iguaçu.
- Félix, E. F., Carrazedo, R., Possan, E. (2017), “*Análise Paramétrica da carbonatação em estruturas de concreto armado via Redes Neurais Artificiais*”, Revista ALCONPAT, V.7, N. 3, pp. 302-316.
- Geiker, M. R., Polder, R. B. (2016), “*Experimental support for new electro active repair method for reinforced concrete*”, Materials and Corrosion, V.67, pp. 600-606.
- Graeff, A. G. (2007), “*Avaliação experimental e modelagem dos efeitos estruturais da propagação da corrosão em elementos de concreto armado*”, Dissertação de Mestrado em Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- Kari, O. P., Puttonen, J., Skantz, E. (2014), “*Reactive transport modelling of long-term carbonation*”, Cement and Concrete Composites, V.52, pp. 42-53.
- Köliö, A., Pakkala, T. A., Hohti, H., Laukkarinen, A., Lahdensivu, J., Mattila, J., Pentti, M. (2017), “*The corrosion rate in reinforced concrete facades exposed to outdoor environment*”, Materials and Structures, V.50, pp. 1-16.
- Mehta, P. K., Monteiro, P. J. M. (2014), “*Concreto: microestrutura, propriedades e materiais*”. 2.ed. São Paulo, IBRACON, pp.751.
- Neville, A. M. (1997), “*Propriedades do concreto*”, São Paulo: PINI, pp. 828.
- Possan, E. (2010), “*Modelagem da carbonatação e previsão de vida útil de estruturas de concreto em meio urbano*”, Tese de Doutorado em Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- Rao, A. S., Lepech, M. D., Kiremidjian, A. S., Sun X. Y. (2017), “*Simplified structural deterioration model for reinforced concrete bridge piers under cyclic loading*”, Structure and Infrastructure Engineering, V.13, pp. 55-66.
- Smolczyk, H. G. (1969), “*Written Discussion*”, proceeding of the 1969 International Symposium on the Chemistry of Cement, Part III, v. II/4, pp. 369-384.
- Stewart, M. G., Rosowsky, D. V. (1998), “*Structural safety and serviceability of concrete bridges subject to corrosion*”, Journal of Infrastructure Systems V.4, pp. 146-155.
- Tuutti, K. (1982), “*Corrosion of steel in concrete*”. Stockholm, Swedish Cement and Concrete Research Institute.
- Val, D. V., Melchers, R. E. (1997), “*Reliability of deteriorating RC slab bridges*”, Journal of Structural Engineering, V.123, pp. 1638-1644.
- Vesikari, E. (1988), “*Service life prediction of concrete structures with regard to corrosion of reinforcement*”. Technical Research Centre of Finland, report No. 553, Finland p. 53.
- Vu, K. A. T., Stewart, M. G. (2000), “*Structural reliability of concrete bridges including improved chloride-induced corrosion models*”, Structural Safety, V.22, pp. 313-333.
- Yanaka, M, Ghasemi, S. H., Nowak, A. (2016), “*Reliability-based and life-cycle cost-oriented design recommendations for prestressed concrete bridge girders*”, Structural Concrete, V.17, pp. 836-847.

Análisis de la interfaz concreto-acero en especímenes expuestos a la intemperie e inmersos en agua de mar natural

M. R. Sosa¹, T. Pérez^{1*}, V. M. J. Moo-Yam¹, E. Chávez², J. T. Pérez-Quiroz³

*Autor de Contacto: tezperez@uacam.mx

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i1.203>

Recepción: 27/06/2017 | Aceptación: 21/12/2017 | Publicación: 31/01/2018

RESUMEN

Se evaluó el comportamiento electroquímico en elementos de concreto armado sin y con adición de cloruro de sodio (NaCl) en el agua de amasado, en un ambiente marino/tropical. El seguimiento consistió en medir potencial de corrosión (E_{corr}), avance del frente de carbonatación (x_{CO_2}) y registro fotográfico de la interfase concreto/acero en diferentes etapas del período de tiempo de exposición. En la exposición a la intemperie se observó que la adición de NaCl en el agua de amasado favoreció el avance de la carbonatación, sin que se visualizara el inicio de corrosión. La presencia de cloruro fue determinante en el inicio y desarrollo del proceso de corrosión, tanto en exposición a la intemperie como en inmersión.

Palabras clave: concreto reforzado; carbonatación; potencial de corrosión; interfase concreto-acero, ión cloruro.

Citar como: M. R. Sosa, T. Pérez, V. M. J. Moo-Yam, E. Chávez, J. T. Pérez-Quiroz (2018), “Análisis de la interfaz concreto-acero en especímenes expuestos a la intemperie e inmersos en agua de mar natural”, Revista ALCONPAT, 8 (1), pp. 16 – 29, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i1.203>

¹ Centro de Investigación en Corrosión de la Universidad Autónoma de Campeche, Av. Heroes de Nacozari No. 480, Campus 6 de Investigaciones, C.P. 24070, San Francisco de Campeche, Campeche, México.

² Secretaria de la Defensa Nacional, Dir. Gral. Ings., U.D.E.F.A., E.M. I. Calz. Mex.-Tac. s/n, Del. Miguel Hidalgo, D. F., México.

³ Instituto Mexicano del Transporte, área Materiales Alternativos Km 12 + 000 carretera Estatal no. 431 El Colorado – Galindo S/N, Sanfandila, Pedro Escobedo. Queretaro, México; C.P. 76703

Información Legal

Revista ALCONPAT es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A. C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310, Tel. 5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Página Web: www.alconpat.org
Editor responsable: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de derechos al uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derecho de Autor. Responsable de la última actualización de este número, Unidad de Informática ALCONPAT, Ing. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310.

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

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

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el tercer número del año 2018 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del segundo número del año 2018.

Analysis of the concrete-steel interface in specimens exposed to the weather and immersed in natural sea water

ABSTRACT

The electrochemical behavior in reinforced concrete elements without and with addition of sodium chloride (NaCl) in the mixing water, in exposed in a marine/tropical environment was evaluated. The monitoring consisted in measuring corrosion potential (E_{corr}), carbonation front advance (x_{CO_2}) and photographic record of the concrete/steel interface at different stages of the exposure time period. In the outdoor exposure it was observed that the addition of NaCl in the mixing water favored the advancement of carbonation, without showing the beginning of corrosion. The presence of chloride was determinant in the beginning and development of the process of corrosion, as much in exposure to the intemperie as in immersion.

Keywords: Electrochemical behavior, reinforced concrete, carbonation, corrosion potential, chloride.

Análise da interface concreto-aço em corpos de prova expostos à intempérie e imersos em água do mar natural

RESUMO

O comportamento eletroquímico em estruturas de concreto armado sem e com adição de cloreto de sódio na água de amassar, em um ambiente marinho/tropical é avaliado. O monitoramento consistiu em medir o potencial de corrosão (E_{corr}), o avanço da frente de carbonatação (x_{CO_2}) e o registro fotográfico da interface concreto/aço em diferentes estágios do período de exposição. Na exposição aos elementos, observou-se que a adição de íons cloreto favoreceu o avanço da carbonatação, sem mostrar o início da corrosão. A presença de cloreto é determinante no início e desenvolvimento do processo de corrosão, tanto na exposição à intempérie quanto na imersão.

Palavras-chave: Comportamento eletroquímico, concreto armado, carbonatação, potencial de corrosão, cloreto.

1. INTRODUCCIÓN

La durabilidad de la infraestructura construida utilizando concreto reforzado depende directamente de la calidad de los materiales y diseño, considerando el servicio que va a prestar y el impacto del medio ambiente particular en que estará situada. Cuando se ha preparado y colado correctamente, proporciona una adecuada protección al acero que puede estar embebido en el concreto y durar varios años sin mostrar algún signo visible de deterioro. Sin embargo, la corrosión del acero de refuerzo ocurre por la destrucción de la película pasivante formada de manera natural sobre la superficie. Esto es factible por dos causas principales: que haya una cantidad suficiente de cloruros u otros iones despasivantes (Rosas et al, 2014), o que disminuya la alcalinidad del concreto al reaccionar con CO_2 presente en el medio ambiente (Helene et al, 2009; Castro et al, 2000a; Papadakis et al, 1991a).

Actualmente, el deterioro del concreto por factores ambientales es un problema importante que se observa en las construcciones (Papadakis et al, 1991b). Para zonas urbanas, el que más se presenta es el proceso de carbonatación. En las regiones costeras los principales agentes agresores son cloruros, sulfatos y humedad (Melchers *et al*, 2009; Ye *et al*, 2012; Zirou *et al*, 2007).

Sin embargo, el CO_2 se está haciendo cada vez más presente en el deterioro del concreto en el sureste de México (Solis *et al*, 2005; Moreno *et al*, 2004; Castro-Borges *et al*, 2013; Castro *et al*,

2000b). En cuanto a la ciudad de San Francisco de Campeche, sitio experimental de este trabajo, se ha observado que el proceso de ingreso de la brisa marina es condicionado por la dirección de los vientos, de tal manera que, aunque sea zona costera, el depósito de sales en la superficie de elementos de concreto es limitado (Pérez, 2000). Aunque no se tiene presencia de industria, es importante determinar el avance de la carbonatación en elementos de concreto para ser tomado como criterio de durabilidad en construcción (Chavez-Ulloa *et al*, 2013; San Miguel *et al*, 2012). Uno de los parámetros de mayor uso para estimar la condición de la armadura embebida en concreto es la medición del potencial de media celda, también llamado potencial de corrosión (Ecorr). Las normas ASTM C876-09 y NMX-C-495-ONNCCE-2015 establecen intervalos de Ecorr que aproximan al estado superficial de la armadura. Con los valores obtenidos, es factible elaborar un diagnóstico del grado de corrosión de la armadura, con la reserva de complementarlo con mediciones de variables medioambientales, frente de carbonatación y perfil de ingreso de iones cloruro entre otras. Aunque se cuente con técnicas indirectas para conocer el daño por corrosión, la mejor opción, cuando es posible, consiste en observar directamente la superficie del acero y elaborar un registro fotográfico.

Este trabajo presenta el análisis del efecto de dos condiciones de exposición, del contenido de cloruro de sodio y el ataque por carbonatación sobre el deterioro del concreto armado en un medio marino/tropical, en el sureste de México. La presencia de cloruros en las muestras expuestas en la atmósfera (intemperie) son determinantes en la condición de la interfase, reflejándose en el valor del Ecorr, avance del frente de carbonatación y oxidación de los refuerzos. En cuanto a las muestras expuestas en inmersión, el ión cloruro es el principal agente agresor que afecta el proceso de corrosión del refuerzo.

2. PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL

2.1. Elaboración de Probetas

Para la fabricación del concreto armado se utilizó cemento Portland Tipo I marca comercial de uso común en la región. Los agregados grueso y fino son usuales en la zona, producto de la trituración de roca caliza de Campeche. Se utilizaron varillas de acero comercial convencional de 0.95 cm de diámetro. El cloruro de sodio (NaCl) añadido al agua de amasado fue grado reactivo analítico de marca comercial. El mezclado se hizo con agua potable del suministro municipal. Se fabricaron dos series de 3 especímenes de concreto armado sin y con 3.5% en peso de cloruro de sodio (NaCl) adicionado en el agua de amasado, en similitud a la concentración salina del agua de mar (Genescá, 1994), con una misma relación agua/cemento de 0.66, de acuerdo con las dosificaciones presentes en la Tabla 1 y las dimensiones presentes en la Figura 1.

Tabla 1. Dosificación de las muestras de concreto armado (NOM C-159-85).

Cemento (kg/m ³)	Agregado fino (kg/m ³)	Agregado grueso (kg/m ³)	Agua (kg/m ³)	NaCl (g/l)
312.5	750	687.5	206.25	35
312.5	750	687.5	206.25	0

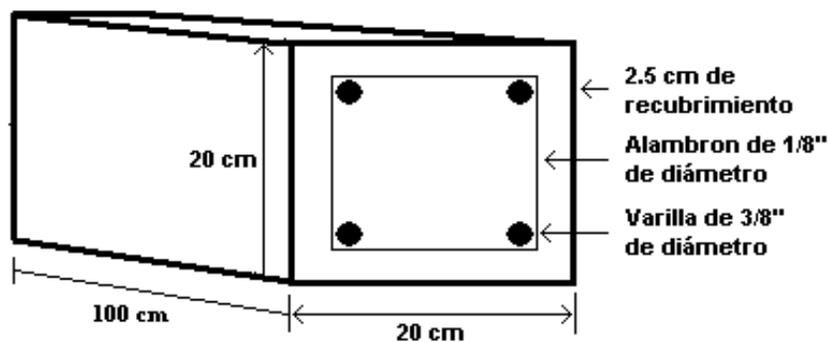


Figura 1. Esquema de los especímenes en estudio.

Se les realizó el curado durante 28 días (NOM C-159-85, ASTM C 192-02) y posteriormente, los especímenes fueron expuestos, en el sureste de México (en la ciudad de San Francisco de Campeche, Campeche, México a 300 metros de la línea costera.), a dos condiciones de exposición: a la intemperie (ATM) y en inmersión en agua de mar natural (INM). Los elementos expuestos a la ATM, se colocaron verticalmente en una base de concreto a 30 cm del suelo. Las probetas expuestas en INM se colocaron en pequeñas piscinas y el agua de mar natural se cambió periódicamente cada mes.

2.2. Medición de Potencial de Corrosión

La medición del potencial de corrosión se realizó de acuerdo con la norma ASTM C876-09. En la Figura 2a se presenta la manera en que se midió el potencial de corrosión en los elementos expuestas a la ATM, tomada en cinco puntos en las probetas a diferentes alturas de la superficie del concreto, utilizando un electrodo de referencia de cobre-sulfato de cobre saturado ($\text{Cu}/\text{CuSO}_4(\text{sat})$). La medida del potencial de corrosión en los especímenes expuestos en INM se realizó utilizando un electrodo de referencia de plata-cloruro de plata saturado ($\text{Ag}/\text{AgCl}(\text{sat})$) inmerso en el agua de mar a un costado de la muestra, ver la Figura 2b.

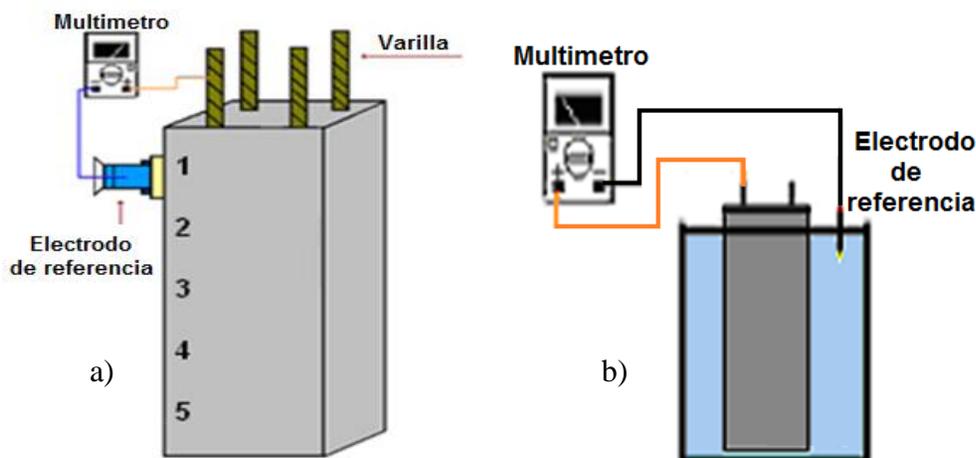


Figura 2. Esquema de la medición de potencial de corrosión: a) a la ATM y b) en INM.

La Tabla 2 presenta el criterio propuesto para analizar los potenciales de corrosión del acero de refuerzo (E_{corr}) embebido en concreto. El análisis de potenciales de corrosión se centrará en función del electrodo de referencia de plata-cloruro de plata saturado ($\text{Ag}/\text{AgCl}(\text{sat})$), por lo que se realizó la conversión de los potenciales de corrosión obtenidos con el electrodo de referencia de cobre-sulfato de cobre saturado sumando +50 mV (Berkeley, 1990; Chess, 1998).

Tabla 2. Criterio para medir el potencial de corrosión del acero de refuerzo en concreto (ASTM C876-09).

E_{corr} vs Cu/CuSO _{4(sat)} (mV)	E_{corr} vs Ag/AgCl _(sat) (mV)	Probabilidad de corrosión
Mayor a -200	Mayor a -150	10% (Zona Pasiva)
Entre -200 y -350	Entre -150 y -300	50% (Zona Incierta)
Menor a -350	Menor a -300	90% (Zona Activa)

2.3. Medición del Frente de Carbonatación

Para esta prueba se extrajeron tres corazones de cada serie utilizando una extractora de corazones, ver Figura 3a (ASTM C42/C42M). Este procedimiento se realizó en 4 periodos de seis meses (6, 12, 18, 24). Se extrajeron los corazones en la parte media y paralelo al acero de refuerzo, ver Figura 3a.

El frente o avance de carbonatación se midió utilizando indicadores ácido-base. La fenolftaleína es el indicador comúnmente utilizado y su intervalo de cambio de color está entre pH 8,2 y 9,8 variando su tonalidad de incoloro a violeta rojizo. La timolftaleína es otro indicador que se utilizó, ya que su intervalo de viraje está entre pH 9,3 y 10,5 con tonalidad de incolora a azul (Trocónis de Rincón *et al*, 1997; Norma UNE-112-011). De esta forma es posible apreciar visualmente el cambio de pH de la pasta de concreto y determinar el avance del frente de carbonatación.

Los indicadores ácido-base se aplicaron hasta 1 cm por debajo del nivel del acero de refuerzo en partes iguales, ver Figura 3b. Se llevó un registro fotográfico del avance de la carbonatación medido mediante una regla. En un concreto de buena calidad se observa el color característico del indicador empleado y un concreto carbonatado se observa la ausencia de color, relacionado a la disminución de pH debido a la reacción del dióxido de carbono (CO₂) con los componentes alcalinos del concreto.

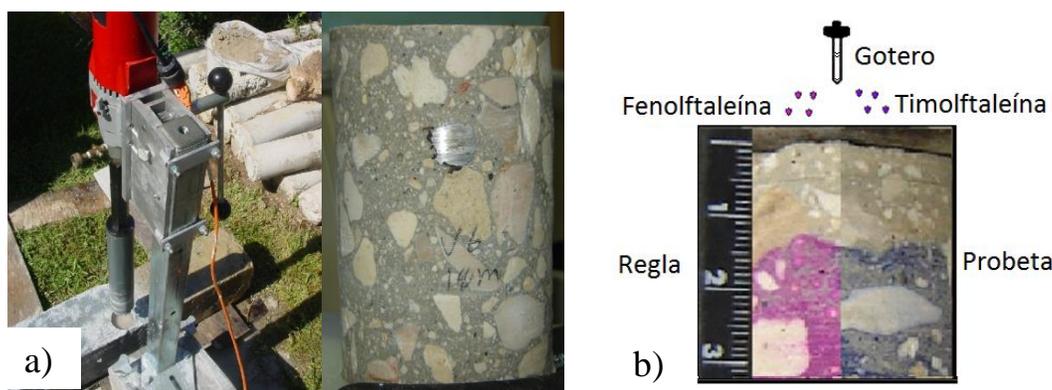


Figura 3. Frente de carbonatación: a) Extracción de corazón y b) Aplicación del indicador.

Los resultados presentan el promedio del avance del frente de carbonatación de los corazones extraídos para determinar visualmente y gráficamente el daño que el medio de exposición generó en el concreto y en consecuencia la probabilidad de que la corrosión del acero de refuerzo se pueda presentar.

3. RESULTADOS

3.1. Frente de carbonatación

En las Figuras 4 y 5 se presenta el registro fotográfico de la velocidad de carbonatación en los corazones de concreto obtenido de especímenes elaborados sin (0%) y con 3.5% en peso de cloruro de sodio (NaCl) adicionado en el agua de amasado, durante dos años de exposición a la ATM e INM, respectivamente.

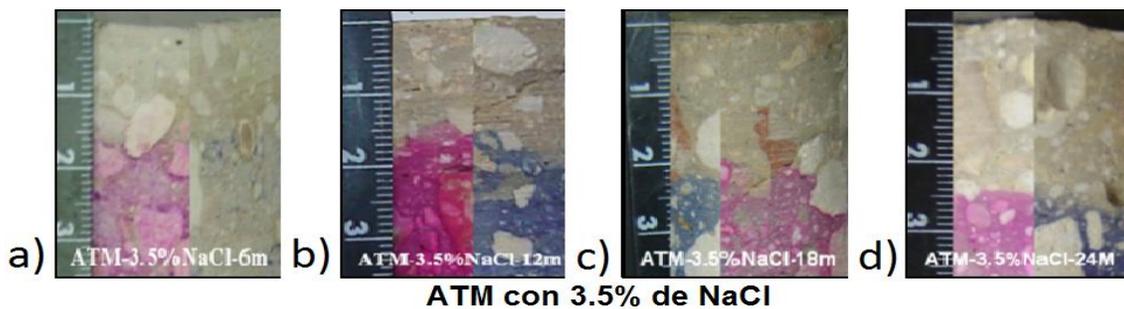
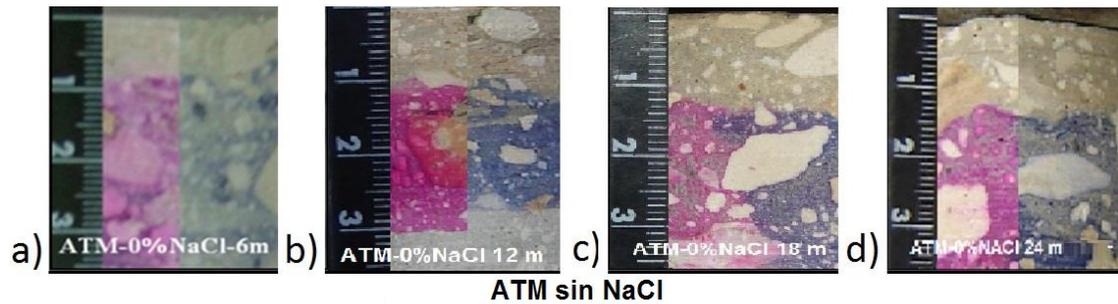


Figura 4. Velocidad de carbonatación: a) 6, b) 12, c) 18 y d) 24 meses, respectivamente sin (0%) y con (3.5%) adición de NaCl, en corazones de concreto expuestas a la ATM.

Figura 5. Velocidad de carbonatación: a) 6, b) 12, c) 18 y d) 24 meses, respectivamente sin (0%) y con (3.5%) adición de NaCl, en corazones de concreto expuestas a INM.

En el registro fotográfico de los elementos expuestos a la ATM, en la Figura 4, se observa que las elaboradas sin adición de NaCl presentan un avance en promedio de 8 mm de profundidad a los 6 meses de exposición y una profundidad de 15 mm a los 24 meses. El efecto mas notable se observa en los elementos con adición de NaCl en el agua de amasado que presenta un mayor avance en la carbonatación alcanzando una profundidad de 15 mm en promedio en los primeros 6 meses y 25 mm que en promedio a los 24 meses, alcanzando el nivel del recubrimiento establecido para el acero de refuerzo.

En el caso de los elementos expuestos a INM, Figura 5, se observa un insignificante avance de la carbonatación para ambas condiciones de fabricación de concreto armado, alcanzado en promedio aproximado de 1 mm de profundidad durante los 24 meses que duro el estudio. Los resultados eran los esperados, debido a la baja solubilidad del CO₂ en el agua de mar, cuando los elementos al estar inmersa en el agua de mar.

De acuerdo con el análisis de los resultados del frente de carbonatación, sólo hubo un efecto significativo en los elementos expuestas a ATM relacionadas con el contenido de NaCl adicionado en el agua de amasado que influyó en el avance de la carbonatación en el concreto. En la Tabla 3, se anotan los resultados del promedio de tres muestras. Como se esperaba, la reacción entre el CO₂ y los componentes alcalinos del concreto es favorecida cuando el concreto está entre el 50% y el 80% de contenido de agua en los poros del hormigón, que son las condiciones óptimas para la carbonatación (Pérez, T. et al, 2006; Corvo, F. et al., 2008). Cada condición experimental muestra cercanía en sus valores de k durante el lapso de exposición. Se ha reportado que el patrón de vientos en Campeche, debido a su posición geográfica, es predominante de tierra a mar (Gutiérrez and Winant, 1996) y por esta razón es un medio marino tropical atípico (Pérez, T., 2000).

Tabla 3. Frente de carbonatación de elementos expuestas a la intemperie (ATM).

Tiempo (año)	Avance de carbonatación (mm)		Constante k (mm/año ^{1/2})	
	Sin NaCl	Con NaCl	Sin NaCl	Con NaCl
0.5	8	15	11.3	21.2
1.0	10	17	10.0	17.0
1.5	12	21	9.7	17.1
2.0	15	25	10.6	17.6
Promedio			10.4	18.2

El mayor avance de carbonatación en los elementos con adición de NaCl, se relaciona con que los poros del concreto se mantuvieron parcialmente saturados un mayor tiempo, en condiciones que favorecieron el ingreso del CO₂ y en consecuencia se incrementó la reacción con los componentes del concreto, acelerando el avance de carbonatación en el concreto (Trocónis de Rincón *et al*, 1997). Esta propuesta coincide debido a la humedad relativa (HR) que impera en esta región de aproximadamente del 70% promedio anual, y principalmente al NaCl debido a su propiedad higroscópica que favoreció mantener la humedad interna. En conjunto propiciaron las condiciones para acelerar el avance de la carbonatación, como se observó en los elementos expuestas a la ATM con adición de NaCl en el agua de amasado (Pérez *et al*, 2010).

El avance de carbonatación en los elementos sin adición de NaCl, aun cuando a dos años no alcanzó el nivel del acero, su constante en promedio de 10.4 mm/año^{1/2} es significativa debido a que estos valores son más parecidos a los reportados en ambientes urbanos (Moreno, et al., 2016). La novedad de estos resultados en un ambiente marino/tropical se relaciona con una mayor cantidad de poro debido a la relación agua/cemento de 0.66 con las que fueron elaboradas. Bajo estas características el avance de la carbonatación dependerá de la humedad relativa del medio

para que permaneciera el tiempo necesario en el interior del concreto y pueda llevarse cabo la reacción del CO₂ con los componentes alcalinos del concreto. Se propone que las características higroscópicas del NaCl favorecen la retención de agua en los poros del concreto, manteniendo las condiciones de humedad propicia para la carbonatación del concreto.

3.2. Potencial de corrosión (E_{corr})

En la Figura 6 se presentan los resultados promedio del E_{corr} del acero de refuerzo en elementos de concreto elaborados sin (0%) y con 3.5% en peso de cloruro de sodio (NaCl) adicionado en el agua de amasado, durante 2 años de exposición a la ATM e INM.

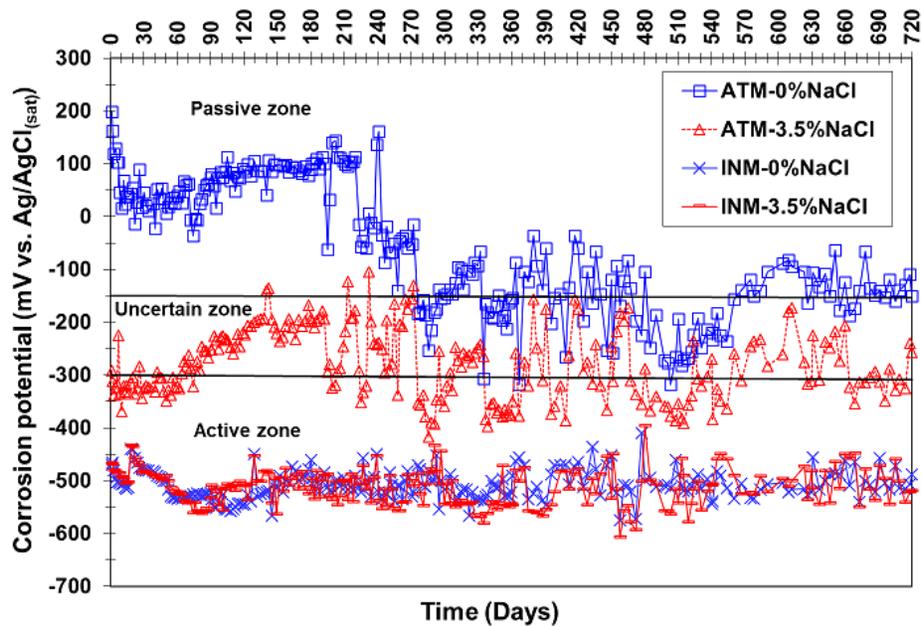


Figura 6. Potencial de corrosión del acero de refuerzo vs. tiempo.

Exposición atmosférica

Los potenciales de corrosión de los elementos elaborados sin adición de NaCl expuestas a la ATM (ATM-0%NaCl), de acuerdo con el criterio de la Tabla 2, mostraron un comportamiento pasivo hasta el día 270; después los potenciales se hicieron más negativos con variaciones entre la zona pasiva e incierta, comportamiento que predominó hasta el término del experimento. En el caso de las elaboradas con adición de NaCl expuestas a la misma condición (ATM-3.5%NaCl), el acero de refuerzo inició con una alta probabilidad de corrosión del acero (zona activa) durante los primeros 40 días, para después disminuir su actividad y permanecer dentro de la zona incierta hasta aproximadamente el día 200 y posteriormente presentar un comportamiento variable hasta el término del estudio, entre la zona activa e incierta. La inestabilidad del E_{corr} es debida a las variaciones de las condiciones meteorológicas como temperatura y humedad relativa, así como la temporada de precipitación pluvial.

En las muestras de concreto armado expuestas a la ATM se descartó el efecto de la carbonatación, aunque para la serie con adición de NaCl, este si alcanzó el nivel del acero hasta los 24 meses. Es notable que el efecto se atribuya principalmente a la acción de los cloruros, que modifican las condiciones de la intercara concreto-acero de refuerzo ocasionando una polarización lo que desplaza el E_{corr} a valores más negativos. Caso contrario, cuando se descarta presencia de agentes corrosivos ya sea ataque por CO₂, cloruros o ambos, como en la serie sin adición de la actividad no se atribuye al inicio de corrosión sino a la saturación parcial de agua de los poros del concreto debido a las condiciones características de la región al estar en un ambiente tropical, donde la humedad relativa predominante en promedio es del 65% al 80%

(Pérez *et al*, 2010). En adición, el hecho que para que se lleve a cabo la reacción de carbonatación se requiere de agua, lo que influyó en parte en el avance de la carbonatación en el concreto para cada serie. Otro aspecto por considerar es la característica química del concreto que rodea al acero de refuerzo, que al inicio del estudio es la primera resistencia contra los agentes que causan la corrosión del acero. Como se observa, las muestras sin adición de NaCl se encuentran pasivas y las fabricadas con adición de NaCl muestran potenciales con alta probabilidad de corrosión.

Exposición por inmersión

En cuanto a los elementos expuestos a INM, ambas series, sin y con 3.5% de NaCl (INM-0%NaCl y INM-3.5%NaCl), se mantuvieron en valores dentro del intervalo entre -400 y -500 mV vs electrodo de Ag/AgCl que corresponde a un comportamiento de alta probabilidad de corrosión del acero de refuerzo (zona activa), durante los 720 días de exposición que duró el experimento. Estos valores pertenecen a la zona de corrosión activa que indica una alta probabilidad de corrosión en el acero de refuerzo. Este comportamiento se debe a la polarización inducida por la falta de oxígeno en la interfaz hormigón-varilla que produce el desplazamiento de E_{corr} a valores más negativos (Ávila, et al., 1994). Esta condición es predominante sobre la presencia de cloruro en el agua de la mezcla.

En el caso de las series expuestas a INM, el ataque por carbonatación es prácticamente nulo, quedando como la causa principal de corrosión los cloruros presentes en el agua de mar y el adicionado en el agua de amasado. En este sentido, ambas series presentaron un mismo comportamiento electroquímico de alta probabilidad de corrosión. Bajo estas características también hay que tomar en cuenta que el acero en condiciones de inmersión se expone a un medio pobre en oxígeno lo que hace que los potenciales sean más negativos, similares a lo reportado.

3.2. Registro fotográfico

En las Figuras 7 y 8 se presenta el registro fotográfico de la inspección visual de la interfase concreto-acero de refuerzo en probetas de concreto elaborados sin (0%) y con 3.5% en peso de NaCl adicionado en el agua de amasado, durante 2 años de exposición a la ATM e INM.

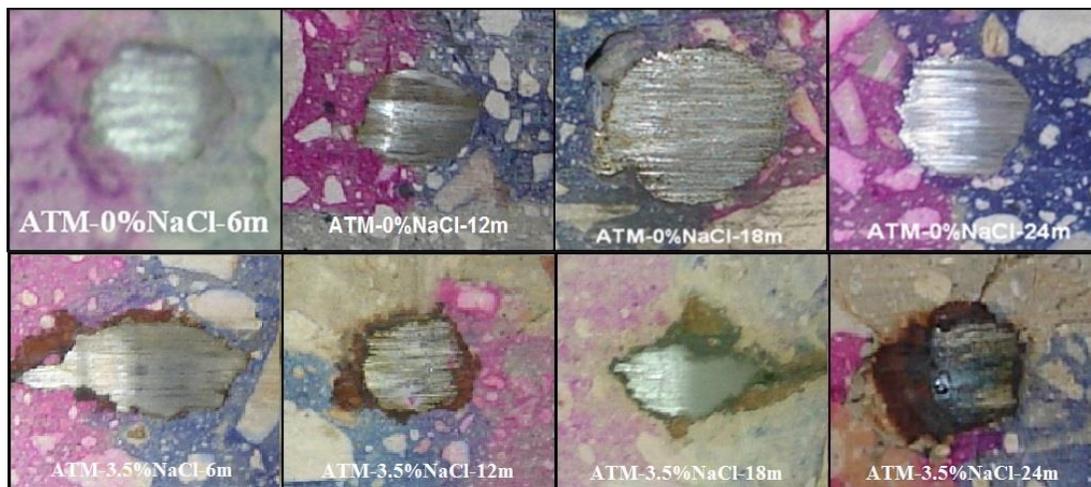


Figura 7. Registro fotográfico a 6, 12, 18 y 24 meses de la interfase concreto-acero en probetas de concreto expuestas a la ATM.

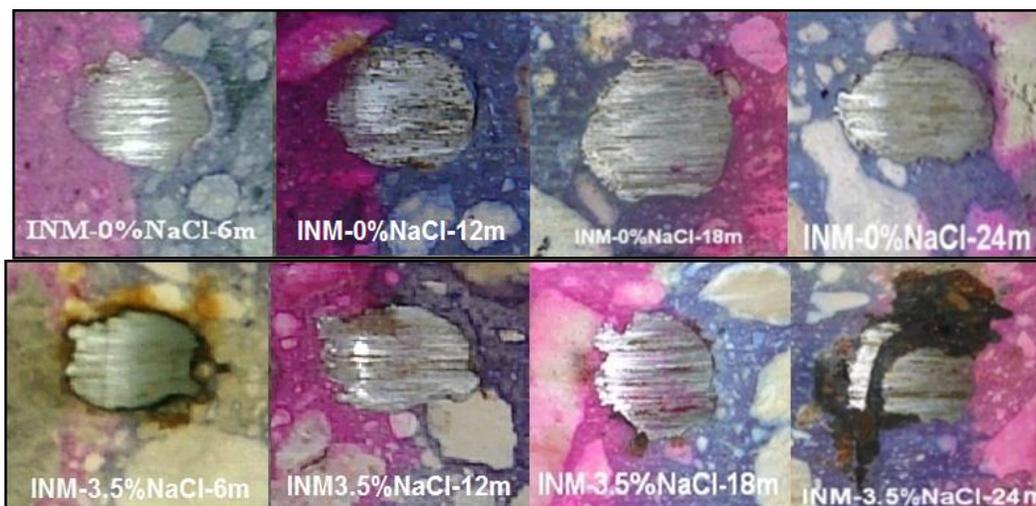


Figura 8. Registro fotográfico a 6, 12, 18 y 24 meses de la interfase concreto-acero en probetas de concreto expuestas a INM.

Exposición atmosférica.

En los elementos fabricados sin adición de NaCl expuestas a la ATM, Figura 7, no se distinguen productos de corrosión en la interfase concreto-acero de refuerzo para los cuatro periodos. Al comparar estos resultados con los elementos con adición de 3.5% de NaCl se observan productos de corrosión en la interfase concreto-acero de refuerzo desde los primeros 6 meses y de forma similar en los tres periodos posteriores hasta el final del experimento de 24 meses.

La ausencia de productos de corrosión en los elementos sin adición de NaCl, expuestas a la ATM, concuerda con el comportamiento electroquímico de pasividad del acero reportado en los potenciales de corrosión los primeros 270 días. Sin embargo, posteriormente pasa a potenciales inciertos de corrosión, comportamiento posiblemente relacionado a la variación de los parámetros ambientales. Al descartarse la acción del CO₂, así como la presencia de cloruros al nivel de la varilla, los potenciales inciertos se atribuyen a variaciones de las condiciones ambientales, al no observarse productos de corrosión durante los 2 años que duró el estudio. Por lo tanto, este comportamiento se atribuye a la humedad relativa, lluvias y temperatura predominantes en el sureste de México, que favorece y da las condiciones para llevar al acero a potenciales a valores inciertos (Pérez et al, 2010).

La presencia de productos de corrosión en las muestras elaboradas con adición de NaCl, expuestas a la ATM, se atribuye principalmente a los cloruros presentes desde el inicio del estudio, al descartarse el efecto de la carbonatación, ya que éste alcanzó el nivel de la varilla hasta los 2 años en que finalizó el estudio. Estos resultados concuerdan con los potenciales de corrosión, sin embargo, con el registro fotográfico no es factible conocer con precisión el tiempo de inicio de la corrosión. Los Ecorr que indican alta probabilidad de corrosión durante los primeros 90 días son evidencia de ataque al acero por la presencia de iones cloruro. En este sentido hay que tomar en cuenta que el concreto recién fabricado cuenta con la propiedad química que protege al acero contra la corrosión. Sin embargo, en condiciones de exposición, el acero logró disminuir su actividad, manteniéndose dentro de potenciales de corrosión de la zona incierta, hasta los 210 días. Por lo tanto, la actividad de corrosión disminuye, con valores de Ecorr menos negativos dentro de la zona incierta. Es evidencia la competencia de reacciones de pasivación-despasivación en la interfaz (Pérez, 2000). En este caso, se observó un efecto similar al reportado para las muestras sin adición de NaCl, aproximadamente a 210 días de exposición, donde la competencia entre el ataque por los cloruros y la protección química del concreto tratan de mantener la capa pasiva en el acero. Esto se atribuye a que los potenciales de corrosión fluctúan entre la zona incierta y la zona activa manteniendo este comportamiento hasta el final

del estudio. En este sentido, bajo las condiciones presentadas los valores inciertos obtenidos están relacionados con el ataque de los cloruros para romper la película pasiva y continuar la corrosión del acero.

Exposición por inmersión

En las expuestas a INM, Figura 8, se observa que en las elementos sin adición de NaCl no se aprecia formación de productos de corrosión significativos en la interfase concreto-acero de refuerzo en los cuatro periodos; mientras que en los elementos con 3.5% de NaCl adicionado en el agua de amasado, la oxidación se detecta a partir de los seis meses después de iniciado el experimento, sin embargo, la corrosión no se completa en la interfase, ya que no toda el área presenta productos de corrosión. Se propone que el daño en la película se vea limitado por la falta de oxígeno debido a la inmersión en agua de mar, por lo que el ión cloruro es el causante de la corrosión.

En las muestras elaboradas con adición de NaCl expuestas a INM, la presencia de óxidos en la interfase concreto-acero de refuerzo en las cuatro etapas del registro fotográfico coincide con los resultados de potenciales de corrosión de alta probabilidad de corrosión obtenidos en los 2 años de estudio. Esto se atribuye principalmente a los cloruros que fueron adicionados en el agua de amasado desde la elaboración de los elementos de concreto, al descartarse el ataque por el CO₂.

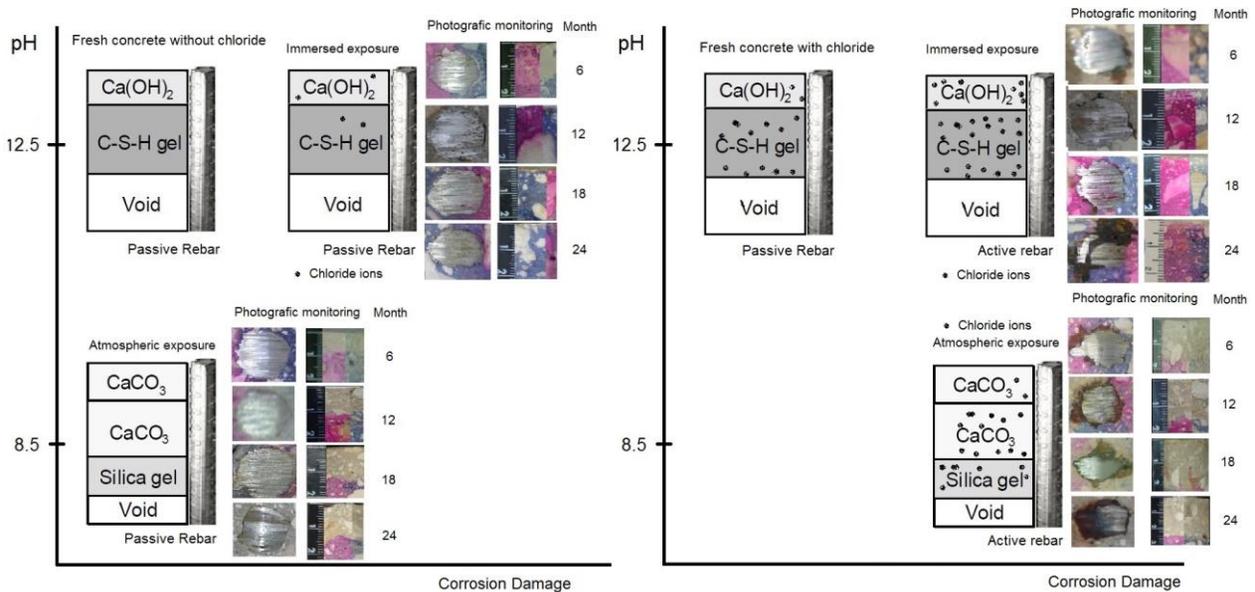


Figura 9. Resumen del progreso de daños en el concreto reforzado bajo las condiciones de exposición analizadas.

La presencia del agente agresivo es el factor determinante para que se inicie la corrosión en el acero de refuerzo siempre y cuando las condiciones sean favorables. Como es este caso y el observado en las muestras con adición de NaCl expuestas a la ATM. Caso contrario se vio en las muestras sin adición de NaCl expuestas a la ATM y a INM donde se descartó la acción del CO₂ y posible ausencia de cloruros a nivel de la varilla, quedando como influencia del comportamiento electroquímico solo las condiciones ambientales características del sureste de México y en el agua de mar. En este sentido, es importante determinar la presencia del agente corrosivo para poder comprender e interpretar los potenciales de corrosión, tal y como se observó en las muestras elaboradas sin y con adición de NaCl. Ya que al conocer la presencia del agente corrosivo y también la presencia significativa de agua, elemento importante y necesarios para que se puedan llevar a cabo las reacciones químicas de degradación del concreto y como consecuencia la corrosión del acero de refuerzo.

De manera general, los Ecorr concuerdan con el registro fotográfico a partir de los 6 meses. Los potenciales por sí solos no aportan información de cuando pudiera haber iniciado significativamente la corrosión del acero, como se observó en las muestras expuestas a la ATM con 3.5% NaCl. Solamente se tiene la certeza que la corrosión es inevitable cuando los cloruros ya están presentes al nivel del acero de refuerzo.

La Figura 9 ejemplifica el daño encontrado los especímenes. Para las expuestas a la ATM, es evidente que la carbonatación conduce a una disminución del pH del material, aunque no lo suficiente para activar el acero, tanto para las muestras elaboradas sin y con NaCl. Mientras tanto, los iones de cloruro existentes alcanzan el punto crítico para iniciar el brote de corrosión sólo para las muestras elaboradas con NaCl. En los especímenes inmersos en agua de mar, el detonador es el ión cloruro, como se observa en la existencia de óxidos desde el primer período de exposición para las muestras elaboradas con NaCl. Las elaboradas sin NaCl no desarrollaron corrosión en la interfase concreto-acero.

4. CONCLUSIONES

La carbonatación no fue un factor para el desarrollo de la corrosión en muestras de hormigón armado expuesto a condiciones atmosféricas ni en inmersión. Solo las muestras preparadas con adición de NaCl en el agua de mezclado, expuestas al ATM, alcanzaron 25 mm de profundidad a nivel de la varilla, pero hasta 2 años después del inicio del estudio. Para las muestras sin adición de NaCl, el avance de la carbonatación fue menor, con una profundidad promedio de 15 mm al final del estudio.

La adición de NaCl en el agua de mezclado y el ambiente característico del sureste de México favoreció el avance de la carbonatación para las muestras expuestas a la intemperie, alcanzando el nivel del acero en dos años del estudio, a diferencia de los elementos a las que no se añadió NaCl. Esto se debe a las propiedades higroscópicas del NaCl, que junto con la humedad relativa que prevalece en el ambiente marino tropical, mantienen la humedad en los poros del concreto por más tiempo, lo que es propicio para las reacciones de carbonatación con los componentes alcalinos del concreto.

En las muestras sin adición de NaCl, expuestas a ATM e INM, no se observaron productos de corrosión en la interfaz de hormigón y acero, la evidencia de que los iones cloruro son el factor determinante para despasivar la interfaz.

En el caso de muestras con adición de NaCl, se observó corrosión en la interfase hormigón-acero, que está de acuerdo con los potenciales de corrosión, para ambas condiciones ambientales. Este comportamiento se atribuyó principalmente a los cloruros, ya presentes en la elaboración de las muestras en la interfaz de acero de refuerzo de hormigón. Por lo tanto, los cloruros fueron el agente principal para iniciar y desarrollar el proceso de corrosión, siendo la evidencia la presencia de productos de corrosión en la interfaz hormigón-varilla en ambas series de muestras elaboradas con NaCl en el agua de mezclado.

La inspección visual de la interfaz concreto-acero de refuerzo fue decisiva para confirmar los intervalos de valores de los potenciales de corrosión del acero de acuerdo con las variables analizadas.

Los resultados obtenidos confirman que los potenciales de corrosión pueden dar lugar a inferencias inciertas cuando los poros del hormigón están saturados de agua. Por lo tanto, se sabe que, si el agente corrosivo ha alcanzado el nivel de la varilla, ofrece una mayor certeza para determinar la probabilidad de corrosión en el acero de refuerzo, como se observó al comparar las muestras preparadas sin y con la adición de NaCl expuestas a ATM y INM. Esto está relacionado con el tipo de exposición que llevó a potenciales a valores más negativos, debido al acceso

limitado de oxígeno por saturación de agua, en los poros del concreto, y no por la corrosión del acero, como fue confirmado por el registro fotográfico.

5. AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al CONACYT (proyectos CB-2008-01101891 y CB-2002-C01-40484) por el apoyo parcial.

6. REFERENCIAS

ASTM International (2002), “ASTM C192/C192M-02 Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory”. Retrieved from https://doi.org/10.1520/C0192_C0192M-02.

ASTM International (2009), “ASTM C876-09 Standard Test Method for Corrosion Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete”. Retrieved from, <https://doi.org/10.1520/C0876-09>.

ASTM International (2012), “ASTM C42/C42M-12 Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete”. Retrieved from https://doi.org/10.1520/C0042_C0042M-12.

Ávila-Mendoza, J., M. Flores, J., C. Castillo, U. (1994), “Effect of Superficial Oxides on Corrosion of Steel Reinforcement Embedded in Concrete”, CORROSION, V. 50 pp. 879-885.

Berkeley, K. G., Pathmanaban, S. (1990), “Cathodic protection of reinforcement steel in concrete”, Ed. Butterworths, United Kingdom, ISBN 0-408-03270-1.

Castro, P., Moreno, E. I. and Genescá, J. (2000a), “Influence of marine micro-climates on carbonation of reinforced concrete buildings”. Cement and Concrete Research V. 30, pp. 1565-1571, [http://dx.doi.org/10.1016/S0008-8846\(00\)00344-6](http://dx.doi.org/10.1016/S0008-8846(00)00344-6).

Castro, P., Sanjuan, M. A. and Genesca, J. (2000b), “Carbonation of concretes in the Mexican Gulf”, Building and Environment., V. 35, pp. 145-149, [https://doi.org/10.1016/S0360-1323\(99\)00009-8](https://doi.org/10.1016/S0360-1323(99)00009-8)

Castro-Borges, P., Veleza, L., Balancán-Zapata, M., Mendoza-Rangel, J. M., Juárez-Ruiz, L. A. (2013), “Effect of environmental changes on chemical and electrochemical parameters in reinforced concrete. the case of a tropical marine atmosphere”, International Journal of Electrochemical Science, V. 8, Issue 5, pp. 6204-6211.

Chávez-Ulloa, E., Pérez-López, T., Reyes Trujeque, J., Corvo, Pérez, F. (2013), “Deterioro de elementos de concreto en medio ambiente marino tropical y cámara de carbonatación acelerada”, Rev. Téc. Ing. Univ. Zulia, V. 36, pp 104-113.

Chess, P., Gronvold and Karnov, (1998), “Cathodic protection of steel in concrete”, E&FN Spon, United Kingdom, ISBN 0-419-23010-6.

Corvo, F., Pérez, T., Martin, Y., Reyes, J., Dzib, L. R., González-Sánchez, J., Castañeda, A. (2008), “Time of wetness in tropical climate: Considerations on the estimation of TOW according to ISO 9223 standard”, Corrosion Science, V. 50, pp. 206–219.

Genescá, J. (1994). *Más allá de la Herrumbre III: Corrosión y medio ambiente*. 1ra Edición. Fondo de Cultura Económica. México, D.F.

Gutiérrez, G. and Winant, C. D. (1996) “Seasonal patterns of winds stress and wind stress curl over the Gulf of Mexico”. Journal of Geophysical Research, Vol. 101, No. 8, pp. 127.

Helene, P., Castro-Borges, P. (2009), “A novel method to predict concrete carbonation”, Concr. Cem. Investig. Desarro. V. 1, No. 1, pp. 25-35.

Melchers, R. E., Li, C. Q. (2009), “Reinforcement corrosion initiation and activation times in concrete structures exposed to severe marine environments”, Cement and Concrete Research, V. 39, issue 11, 1068, <http://dx.doi.org/10.1016/j.cemconres.2009.07.003>.

- Moreno, E. I., Domínguez Lara, G. G., Cob Sarabia, E. J., Duarte Gómez, F. (2004), “Efecto de la relación agua/cemento en la velocidad de carbonatación del concreto utilizando una cámara de aceleración Ingeniería”, Ingeniería, V. 8, No. 2, pp. 117-130.
- NMX-C-495-ONNCCE-2015 (2015), “Industria de la construcción – Durabilidad de estructuras de concreto reforzado – Medición de potenciales de corrosión del acero de refuerzo sin revestir, embebido en concreto – Especificaciones y método de ensayo”
- NOM C-159-85 (1985), “Concreto Elaboración y Curado en Laboratorio de Especímenes”.
- Papadakis, V. G., Vayenas, C. G., Fardis M. N. (1991a), “Fundamental modeling and experimental investigation of concrete carbonation”. ACI Materials Journal, V. 88, No. 4, pp. 363-373.
- Papadakis, V. G., Vayenas, C. G., Fardis M. N. (1991b), “Physical and chemical characteristics affecting the durability of concrete”, ACI Materials Journal., V. 88, No. 2, pp. 186-196.
- Pérez, T., Castro, P., Genescá, J. (2006), “Influence of meteorological parameters over the chloride ingress to concrete exposed to marine environment”. II Congreso Nacional ALCONPAT México 2006, 8 y 9 de Noviembre de 2006, Tampico, Tamaulipas, México ISBN 968 – 9031 -14 – 7.
- Pérez, T. (2000), “Kinetics study of the concrete steel embedded reinforcement subject to different exposure conditions at marine environment”, PhD thesis, UNAM, México.
- Pérez, T., Sosa, M. R., Dzib, L. R., Reyes, J., Camacho, R., Troconis-Rincon, O. y Torres-Acosta, A. (2010), “Reinforced concrete beams deterioration in tropical marine environment: DURACON-Campeche”. Concrete Under Severe conditions – Castro Borges et al (eds), Editorial Taylor & Francis Grup, London, pp. 413-420, ISBN: 978-0-415-59316-B.
- Rosas, O., Maya-Visuet, E., Castaneda, O. (2014), “Effect of chloride ions on the electrochemical performance of LDX 2003 alloy in concrete and simulated concrete-pore solutions”, J. Appl. Electrochem., V. 44, issue 5, pp. 631-646, DOI: <http://dx.doi.org/10.1007/s10800-014-0668-0>.
- San Miguel, G. F., Tamez, P. V., Alvarado, M. R., Alcorta, R. G., Garza, R. M., Farias, J. P. (2012), Deterioro por corrosión de elementos de concreto armado de un edificio industrial. Revista ALCONPAT, V. 2, No., 3, pp. 195 – 210. DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v2i3.38>.
- Solís Carcaño, R. G., Moreno, E. I., Castro Borges, P. (2005), “Durabilidad en la estructura de concreto de vivienda en zona costera. Ingeniería”, Ingeniería, V. 9, pp. 13-18.
- Trocónis de Rincón, O. (1997), *Manual for inspecting, evaluating and diagnosing corrosion in reinforced concrete structures*. DURAR Network Members. CYTED. ISBN 980-296-541-3, Maracaibo, Venezuela. 1997/1998/2001 (1st ed. 2nd ed. and 3rd ed. in Spanish), 2000 (1st ed. in English).
- Trocónis de Rincón, O., Sánchez, M., Millano, V., Fernández, R., de Partidas, E. A., Andrade, C., Martínez, M., Castellote, M., Barboza, F., Irassar, J. C., Montenegro, R., Vera, A. M., Carvajal, R. M., de Gutiérrez, I., Maldonado, J., Guerrero, C., Saborio-Leiva, E., Villalobos, A. C., Tres-Calvo, G., Torres-Acosta, A., Pérez-Quiroz, J., Martínez-Madrid, M., Almeraya-Calderón, F., Castro-Borges, P., Moreno, E. I., Pérez-López, T., Salta, M., de Melo, A. P., Rodríguez, G., Pedrón, M., Derrégibus, M. (2007) “Effect of the marine environment on reinforced concrete durability in Iberoamerican countries: DURACON project/CYTED”, Corrosion Science, V. 49, Issue 7, pp. 2832-2843.
- UNE-112-011 (1994), *Corrosión en armaduras. Determinación de la profundidad de carbonatación en hormigones endurecidos y puestos en servicio.*, Madrid, Ed. AENOR.
- Ye, H., Jin, N., Jin, X. and Fu, C. (2012), “Model of chloride penetration into cracked concrete subject to drying–wetting cycles”, Construction and Building Materials, V. 36, pp. 259-269.
- Zitrou, E., Nikolaou, J., Tsakiridis, P. E. and Papadimitriou, G. D. (2007), “Atmospheric corrosion of steel reinforcing bars produced by various manufacturing processes”, Construction

and Building Materials, V. 21, Issue 6, 1161-1169,
<http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2006.06.004>.

La influencia de las cenizas de bagazo de caña de azúcar como reemplazo parcial del cemento en la resistencia a la compresión de los morteros

R. A. Berenguer^{1*}, F. A. Nogueira Silva², S. Marden Torres³, E. C. Barreto Monteiro^{2,4}, P. Helene⁵, A. A. de Melo Neto¹

*Autor de Contacto: templarios_pm@hotmail.com

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i1.187>

Recepción: 24/02/2017 | Aceptación: 21/12/2017 | Publicación: 30/01/2018

RESUMEN

El artículo presenta un programa experimental, con el objetivo de investigar el potencial del uso de las cenizas de orujo de caña de azúcar como una sustitución parcial del cemento en la producción de morteros. Las cenizas del bagazo de caña de azúcar de dos orígenes fueron estudiadas: una oriunda directamente de la industria de caña de azúcar y otra de pizzerías que utilizan este material en sustitución de la madera en sus hornos. La metodología siguió con la caracterización del material, donde fue realizado a través de pruebas de laboratorio utilizando la difracción de rayos X (XRD) y la fluorescencia de rayos X (WDXRF) y pruebas iniciales para la cuantificación ideal de sustitución del cemento por los residuos. Los resultados obtenidos indicaron que ambos residuos exhibieron características de pozolanicidad presentando cerca del 60% de material amorfo en su composición y pruebas de resistencia compresiva en diferentes edades mostraron resultados satisfactorios. Concluyendo que los residuos desempeñaron un papel importante en el incremento de las resistencias a la compresión a corto y largo plazo.

Keywords: cenizas de bagazo de caña de azúcar; resistencia a la compresión de morteros; reemplazo de cemento.

Citar como: R. A. Berenguer, F. A. Nogueira Silva, S. Marden Torres, E. C. Barreto Monteiro, P. Helene, A. A. de Melo Neto (2018), “*La influencia de las cenizas de bagazo de caña de azúcar como reemplazo parcial del cemento en la resistencia a la compresión de los morteros*”, Revista ALCONPAT, 8 (1), pp. 30 – 37, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i1.187>

¹ Departamento de Engenharia Civil-Estruturas e Materiais, Universidade Federal de Pernambuco, Recife-PE, Brasil.

² Departamento de Engenharia Civil, Universidade Católica de Pernambuco, Recife-PE, Brasil

³ Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa-PB, Brasil

⁴ Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Pernambuco, Recife-PE, Brasil

⁵ Ph.D.-Engenharia, Departamento de Engenharia Civil, Rua Visconde em Ouro Negro, São Paulo, Brasil

Información Legal

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

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

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

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

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el tercer número del año 2018 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del segundo número del año 2018.

On the influence of sugarcane bagasse ashes as a partial replacement of cement in compressive strength of mortars

ABSTRACT

This paper presents an experimental program objectifying at investigating the potential of the use of sugarcane bagasse ash as a partial replacement of cement in the production of mortars. Sugarcane bagasse ashes from two origins were studied - one from sugarcane industry directly and other from pizzerias that uses this material replacing the wood in their ovens. The methodology followed the characterization of the material, where it was carried out through laboratory tests using X-ray diffraction (XRD) and X-ray fluorescence (WDXRF) and initial tests for the ideal quantification of cement substitution by residues. Results obtained indicated that both residues exhibited pozzolanic features presenting about 60% of amorphous material in their composition and compressive strength tests at different ages showed satisfactory results. Concluding that residues played an important role in increasing short and long term compressive strengths.

Keyboards: sugarcane bagasse ashes; compressive strength of mortars; replacement of cement.

A influência das cinzas de bagaço de cana-de-açúcar como substituição parcial do cimento na resistência à compressão de argamassa

RESUMO

O artigo apresenta um programa experimental, objetivando investigar o potencial do uso das cinzas de bagaço de cana-de-açúcar como uma substituição parcial do cimento na produção de argamassas. As cinzas do bagaço de cana-de-açúcar de duas origens foram estudadas: uma oriunda diretamente da indústria de cana-de-açúcar e outra de pizzarias que utilizam este material em substituição a madeira em seus fornos. A metodologia seguiu com a caracterização do material, onde foi realizado através de testes de laboratório utilizando a difração de raios X (XRD) e a fluorescência de raios X (WDXRF) e testes iniciais para a quantificação ideal de substituição do cimento pelos resíduos. Os resultados obtidos indicaram que ambos os resíduos exibiram características pozolanas apresentando cerca de 60% de material amorfo na sua composição e testes de resistência compressiva em diferentes idades mostraram resultados satisfatórios. Concluindo que os resíduos desempenharam um papel importante no incremento das resistências à compressão a curto e de longo prazo.

Palavras-chave: cinza de bagaço de cana-de-açúcar; compressão de argamassa; substituição de cimento.

1. INTRODUCCIÓN

Brasil es el mayor productor de caña de azúcar en el mundo y este producto juega un papel importante en la economía del país, especialmente en su región noreste. Este sector industrial es responsable por generar cerca de 3,6 millones de empleos directos e indirectos, además de ser económicamente significativo para el país en las relaciones comerciales nacionales e internacionales, las que representan 2,4% del producto interno bruto (PIB) (ALBINO et al, 2015). Estas cifras muestran la importancia del sector para la economía del país y aumentan la necesidad de realizar más investigaciones para permitir el uso racional de los residuos generados.

El residuo más atractivo de la industria de la caña de azúcar es su bagazo, el cual puede ser usado de diversas formas. Una de estas formas es la generación de energía eléctrica, un proceso que implica quemar el bagazo a altas temperaturas lo que produce una cantidad significativa de

La influencia de las cenizas de bagazo de caña de azúcar como reemplazo parcial del cemento en la resistencia a la compresión de los morteros

residuos a menudo denominados cenizas de bagazo de caña de azúcar. Este tipo de ceniza también es generado en pizzerías que usan el bagazo como sustituto de la madera en sus hornos. Investigaciones recientes indican que el principal compuesto químico de tales cenizas es el SiO₂ que exhibe un gran potencial para ser usado como adición mineral en concretos o morteros, con objetivos puzolánicos.

El uso de materiales puzolánicos como sustitución parcial del cemento en morteros y concretos trae consigo varias ventajas y la más importante está relacionada con la reducción de la emisión de CO₂ ya que para obtener estos materiales la demanda de energía es menor en comparación a la energía que envuelve el proceso de producción del clinker.

Además, diversas investigaciones sobre la producción de morteros y concretos usando cenizas de bagazo de caña de azúcar como un material suplementario con propiedades cementosas (MCS) ya han demostrado ser un procedimiento eficiente sin pérdida de resistencia a compresión de las muestras probadas.

Dentro de ese contexto, este documento discute sobre las posibilidades de usar cenizas de bagazo de caña de azúcar (CBCA) provenientes de una pizzería como sustitución parcial del Cemento Portland para producir morteros usados en diversas aplicaciones en la industria de la construcción.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1 Materiales

Se usó un cemento Portland de alta resistencia inicial, padrón brasileño CPV ARI similar al cemento tipo III de la ASTM, con masa específica 3,17 g/cm³ y área específica 8924 cm²/g de acuerdo con la norma NBR NM 16372 y la ASTM C231/C231M – 17^a (2003).

Se utilizaron dos tipos de bagazo de caña: un proveniente de la industria de caña de azúcar (CBCA-Ind) y el otro procedente de una pizzería que usa el bagazo en sustitución de la madera en sus hornos (CBCA-Piz). Las cenizas del bagazo de caña de azúcar se obtienen a temperaturas de 400 °C en la pizzería y a 500 °C en la industria. De acuerdo con Ribeiro (2012) y Cordeiro (2009), la mayor temperatura para quemar el bagazo de caña de azúcar es 600 °C, bajo combustión controlada. Es importante destacar que las cenizas colectadas permanecieron en su forma natural sin ser sometidas a ningún tipo de tratamiento térmico.

La CBCA-Ind fue colectada de un productor de azúcar y alcohol local del estado de Pernambuco en el noroeste de Brasil y la CBCA-Piz fue colectada en una pizzería de la región metropolitana de la ciudad de Recife del estado de Pernambuco que usa bloques de bagazo prensados en lugar de la madera en sus hornos. Las muestras de cenizas usadas en este trabajo se secaron a través de un proceso de tamizado durante 20 minutos a una velocidad de 70 rpm para obtener una fracción que pasa a través de la abertura del tamiz de 0,075 mm.

De acuerdo con las normas NBR NM 23 (2001) y la ASTM D1298-12b (2017) la masa específica y área específica de ambas cenizas pulverizadas son: 2.37 g/cm³ y 6539 cm²/g, para la ceniza CBCA-Ind y 2.72 g/cm³ y 6550 cm²/g para la CBCA-Piz, respectivamente.

Los ensayos utilizados para evaluar la actividad puzolánica mostraron que los dos tipos de CBCA estudiadas tienen potencial para ser aplicados como adicción puzolánica. Los resultados obtenidos también fueron observados por Nunes (2009), Cordeiro (2009) y Frias (2007). La composición química de las cenizas de bagazo y del Cemento Portland se muestran en la Tabla 1. La cristalografía en el difractograma se muestra en la Figura 1 y la Figura 2. Estos valores característicos de SiO₂ con picos con ángulos de 26,5° grados también fueron descritos por Ribeiro (2014). Ambos tipos de cenizas están compuestas principalmente por material amorfo (BERENQUER, R.A; SILVA F.A.N. et.al. 2016).

Tabla 1. Composición química de las cenizas estudiadas.

Elementos químicos	Cemento Portland	CBCA -Piz	CBCA -Ind
SiO ₂	18.30 %	63.61 %	84.86%
CaO	63.40%	7.18%	2.96%
MgO	0.62%	6.85%	2.54%
Fe ₂ O ₃	3.31%	6.63%	3.83%
SO ₃	3.32%	4.43%	0.38%
K ₂ O	0.78%	4.03%	1.38%
Al ₂ O ₃	4,01%	2.51%	1.91%
Cl	0.12%	1.81%	-
Na ₂ O	0.24%	1.04%	0.47%
P ₂ O ₅	0.38%	0.87%	0.38%
TiO ₂	0.21%	0.62%	0.75%
ZrO ₂	-	0.14%	0.12%
MnO	0.08%	0.12%	0.19%
Cr ₂ O ₃	0.02%	0.06%	0.05%
SrO	0.32%	0.05%	0.03%
ZnO	0.01%	0.04%	0.03%
Rb ₂ O	-	0.02%	0.015%

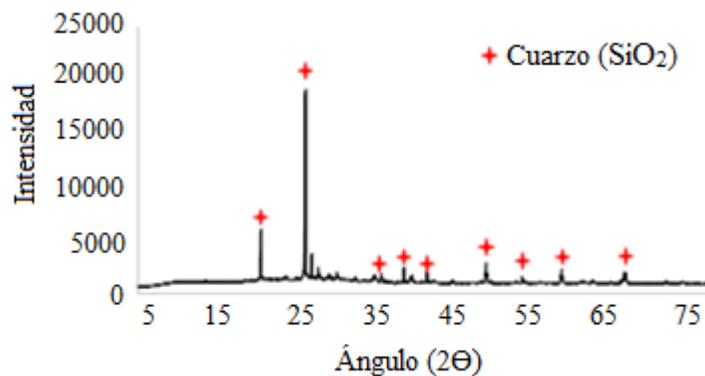


Figura 1. CBCA-Piz - resultados de DRX. Fuente: Autor (2016).

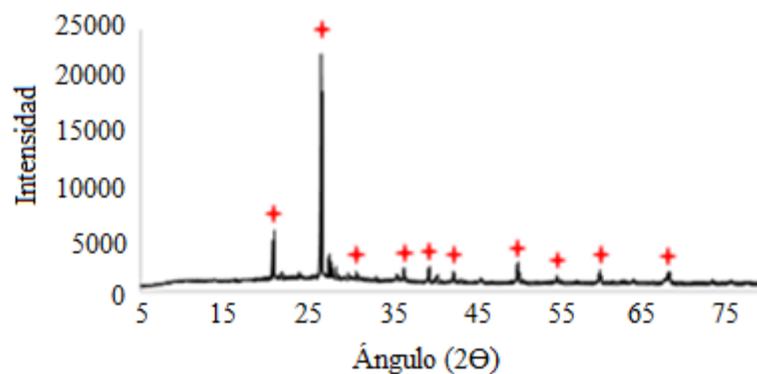


Figura 2. CBCA-Ind - resultados de DRX. Fuente: Autor (2016).

2.2 Diseño de la mezcla

Para determinar la cantidad óptima de cenizas y substituir parcialmente el cemento fueron producidas seis mezclas diferentes con cada ceniza, además de la mezcla de referencia (REF): CBCA procedente de la pizzería (CBCA-Piz-5%, CBCA-Piz-10%, CBCA-Piz-15%, CBCA-Piz-20%, CBCA-Piz-25% y CBCA-Piz-30%) y CBCA procedente de la industria de caña de azúcar (CBCA-Ind-5%, CBCA-Ind-10%, CBCA-Ind-15%, CBCA-Ind-20%, CBCA-Ind-25% y CBCA-Ind-30%). Para evaluar la resistencia a compresión a los 28 días fueron preparadas seis muestras con cada mezcla. La Tabla 2 resume la dosificación de cada una de las mezclas usadas.

Tabla 1. Mezclas de mortero utilizadas.

CBCA (%)	Cemento (kg)	Arena (kg)	Agua (ml)	CBCA (g)
0	624,00	1.872	300	-
5	592,80	1.872	300	31,2
10	561,60	1.872	300	62,4
15	530,40	1.872	300	93,6
20	499,20	1.872	300	124,80
25	468,00	1.872	300	156,00
30	436,80	1.872	300	187,20

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Las Tablas 3 y 4 presentan los resultados del ensayo de resistencia a compresión desarrollado en cuerpos de prueba cilíndricos con 50 mm de diámetro y 100 mm de altura. El ensayo se hizo con base en las normativas NBR 5739 (2007) y ASTM E9-89 00 (2000).

Tabla 2. Resistencia a compresión– CBCA procedente de la pizzería.

ID	REF	CBCA -Piz (5%)	CBCA-Piz (10%)	CBCA-Piz (15%)	CBCA-Piz (20%)	CBCA-Piz (25%)	CBCA-Piz (30%)
1	20,3	23,0	18,4	29,7	14,7	22,0	14,2
2	30,7	27,7	19,2	29,9	23,2	23,2	19,6
3	31,3	22,4	20,6	31,2	24,7	23,5	22,7
4	31,6	32,0	21,8	31,4	26,4	24,7	23,5
5	32,2	34,1	22,1	33,2	27,2	27,8	24,0
6	32,4	35,5	30,1	35,4	31,7	28,8	25,4
Media	29,8	29,1	22,0	31,8	24,7	25,0	21,6
DS (MPa)	4,7	5,6	4,2	2,2	5,7	2,7	4,1
COV (%)	15,7	19,3	19,1	6,8	23,0	10,9	19,0

Tabla 3. Resistencia a compresión– CBCA procedente de la industria.

ID	REF	CBCA-Ind (5%)	CBCA-Ind (10%)	CBCA-Ind (15%)	CBCA-Ind (20%)	CBCA-Ind (25%)	CBCA-Ind (30%)
1	20,3	14,8	24,9	34,8	26,9	25,7	22,5
2	30,7	28,8	25,4	35,1	28,6	26,0	23,0
3	31,3	29,3	29,1	35,5	29,0	26,8	23,5
4	31,6	36,6	37,0	35,8	29,7	26,9	24,7
5	32,2	38,4	37,5	36,1	30,5	27,1	24,9
6	32,4	39,5	38,9	36,3	30,7	27,4	25,3
Media	29,8	31,2	32,1	35,6	29,2	26,7	24,0
DS (MPa)	4,7	9,2	6,4	0,6	1,4	0,7	1,1
COV (%)	15,7	29,6	19,9	1,6	4,8	2,5	4,8

Finalmente, analizando los resultados presentados en las Tablas 3 y 4, la ceniza de bagazo de caña de azúcar procedente de la industria mostro un mejor comportamiento con un coeficiente de variación pequeño: 1,6 %. La substitución de más del 15% del cemento por ceniza provocó una disminución de la resistencia a compresión en los morteros estudiados.

Después de seleccionar la cantidad óptima de ceniza de bagazo de caña de azúcar para substituir parcialmente el cemento, nuevas muestras fueron producidas con el objetivo de determinar la resistencia a compresión a los 28, 63 y 91 días de edad. La mezcla de mortero de referencia se diseñó para exhibir una resistencia a la compresión promedio de 40 MPa a los 28 días. Los valores de dispersión y resistencia a compresión promedio están presentados en la Tabla 5.

Table 4. Resultados de resistencia a compresión promedio y medidas de dispersión.

Mezcla	Edad (días)	Resistencia a compresión promedio (MPa)	Desviación estándar (MPa)	Coefficiente de variación (%)
Referencia	28	40,110	1,402	3,496
	63	41,699	1,919	4,603
	91	43,829	1,716	3,914
CBCA-Piz-15%	28	40,126	1,804	4,496
	63	42,678	1,820	4,265
	91	44,128	0,612	1,405
CBCA-Ind-15%	28	39,686	0,853	2,150
	63	41,179	1,446	3,511
	91	43,201	0,869	2,012

Los parámetros estadísticos y coeficientes de variación obtenidos confirman que la resistencia a compresión aumentó de forma constante con el avance de la edad en todas las mezclas estudiadas. El coeficiente de variación resultó ser menor de 5% en todos los casos, esto demuestra que los procedimientos para controlar los procesos de preparación, moldaje y ensayos de las muestras fueron efectivos.

Los resultados obtenidos muestran que los morteros producidos con substitución parcial de la masa de cemento por ceniza de bagazo de caña de azúcar procedentes de la pizzería y de la industria, mostraron un buen desempeño en términos de resistencia a compresión en todas las edades estudiadas. Esto es especialmente importante cuando se considera que las mezclas de mortero producidas con cenizas tenían un contenido de cemento menor que las preparadas usando La influencia de las cenizas de bagazo de caña de azúcar como reemplazo parcial del cemento en la resistencia a la compresión de los morteros

solo cemento como agente aglomerante. Lo que significa que ambas cenizas estudiadas se comportaron como aglomerante y como material puzolánico. De hecho, el aumento de la resistencia a compresión a los 91 días fue de aproximadamente 8% en los morteros producidos con cenizas de bagazo de caña de azúcar, mientras que en los morteros producidos sin sustitución parcial del cemento el aumento fue solo del 5%, a la misma edad.

Estos resultados alientan el uso de cenizas de bagazo de caña de azúcar como sustitución parcial del cemento en diversas aplicaciones en el campo de la ingeniería civil, con la ventaja adicional de producir dos efectos secundarios importantes y beneficiosos: (a) reducir el impacto medio ambiental que este residuo agroindustrial provoca en la naturaleza cuando es despejado y (b) disminuir el consumo de cemento y en consecuencia reducir significativamente las emisiones de CO₂ por tonelada de material cementoso.

Con el objetivo de evaluar la resistencia a tracción de los morteros estudiados, se desarrollaron ensayos de tracción por flexión (Ensayo brasileño de Lobo Carneiro) en las mismas edades en las que fue hecho el ensayo de resistencia a compresión. Los resultados se muestran en la Tabla 6.

Tabla 5. Resultados de resistencia a tracción promedio y medidas de dispersión.

Mezcla	Edad (días)	Resistencia a tracción promedio (MPa)	Desviación estándar (MPa)	Coefficiente de variación (%)
Referencia	28	4,460	0,885	19,85
	63	4,082	0,103	2,52
	91	4,400	0,228	5,18
CBCA-Piz-15%	28	4,346	0,342	7,86
	63	4,034	0,083	2,06
	91	4,421	0,126	3,86
CBCA-Ind-15%	28	4,409	0,281	6,38
	63	4,067	0,154	3,80
	91	4,500	0,282	6,50

Como puede observarse, la resistencia a tracción de los morteros producidos con cenizas de bagazo de caña de azúcar es semejante a la resistencia a tracción del mortero de referencia, en todas las edades. Esto significa que el uso de estas cenizas no provoca ningún efecto indeseable en la resistencia a tracción de los morteros.

4. CONCLUSIONES

Con base en los procedimientos y equipos adoptados en esta investigación para evaluar la resistencia a compresión y resistencia a tracción del mortero, se verificó que substituir 15% de la masa de cemento por CBCA procedente de la pizzería y de la industria de azúcar de caña genera un efecto aglutinante y puzolánico en los morteros.

El aumento de la resistencia a compresión a los 91 días fue de aproximadamente 8% para los morteros hechos con cenizas de bagazo de caña de azúcar, mientras que en los morteros sin sustitución parcial de la masa de cemento fue solo de un 5%, a la misma edad.

No se observó ningún efecto perjudicial en la resistencia a tracción de los morteros hechos con cenizas de bagazo de caña de azúcar.

Adicionalmente, los morteros con sustitución del 30% de la masa de cemento mostraron un comportamiento pésimo en todos los ensayos de resistencia mecánica.

La composición química de las cenizas, una gran superficie específica y alto grado de comportamiento amorfo explican ese comportamiento.

La influencia de las cenizas de bagazo de caña de azúcar como reemplazo parcial del cemento en la resistencia a la compresión de los morteros

Estos resultados alientan el uso de cenizas de bagazo de caña de azúcar como sustitución parcial del cemento en diversas aplicaciones en el campo de la ingeniería civil, con la ventaja adicional de producir dos efectos secundarios importantes y beneficiosos: (a) reducir el impacto medio ambiental que este residuo agroindustrial provoca en la naturaleza cuando es despejado y (b) disminuir el consumo de cemento y en consecuencia reducir significativamente las emisiones de CO₂ por tonelada de cemento producido.

5. REFERENCIAS

- Albino, J. C., Creste, S., Figueira, A. (2015), *Mapeamento genético da cana-de-açúcar. Biotecnologia Ciência e Desenvolvimento*, 36: 82 – 91.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2007), *NBR 5739: Cimento Portland - Determinação da resistência à compressão – Método de ensaio*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2001), *NM 23 - Cimento portland e outros materiais em pó - Determinação da massa específica*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2015), *NBR 16372 - Cimento Portland e outros materiais em pó - Determinação da finura pelo método de permeabilidade ao ar (método de Blaine)*. Rio de Janeiro.
- ASTM International (2000), *ASTM E9-89a 2000 Standard Test Methods of Compression Testing of Metallic Materials at Room Temperature* (Withdrawn 2009). <https://doi.org/10.1520/E0009-89AR00>
- ASTM International (2003), *ASTM C231/C231M-17a Standard Test Method for Air Content of Freshly Mixed Concrete by the Pressure Method*. https://doi.org/10.1520/C0231_C0231M-17A
- ASTM International (2017), *ASTM D1298-12b (2017) Standard Test Method for Density, Relative Density, or API Gravity of Crude Petroleum and Liquid Petroleum Products by Hydrometer Method*. <https://doi.org/10.1520/D1298-12BR17>
- Berenguer, R. A., Nogueira Silva, F. A., Barreto Monteiro, E. C., Silva Lins, C., Lima, A. (2016), “*Effect of Sugarcane Bagasse Ash as Partial Replacement of Cement on Mortar Mechanical Properties*”. *The Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, v. 21, pp. 4577-4586.
- Cordeiro, G. C., Fo Toledo, R. D. and Fairbairn, E. M. R. (2009), *Characterization of sugar cane bagasse ash for use as pozzolan in cementitious materials*. *Química Nova*; 32 (1), pp: 82-86. <http://dx.doi.org/10.1590/S0100-40422009000100016>
- Cordeiro, G. C., Fo Toledo, R. D. and Fairbairn, E. M. R. (2009), *Effect of calcination temperature on the pozzolanic activity of sugar cane bagasse ash*. *Construction and Building Materials*. 23 (10), pp: 3301-3303. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2009.02.013>
- Frías, M., Villar-Cocina, E. and Valencia-Morales, E. (2007), *Characterisation of sugar cane straw waste as pozzolanic material for construction: calcining temperature and kinetic parameters*. *Waste Management*. 27 (4), pp: 533-538. PMID:16714102. <http://dx.doi.org/10.1016/j.wasman.2006.02.017>
- Nunes, I. H. S., Vanderlei, R. D., Secchi, M. and Abe, M. A. P. (2009), *Estudo das características físicas e químicas do bagaço de cana-de-açúcar para uso na construção*. *Revista Tecnológica*. (17), pp: 39-48.
- Ribeiro, D. V., Morelli, M. R. (2014), “*Effect of Calcination Temperature on the Pozzolanic Activity of Brazilian Sugar Cane Bagasse Ash (SCBA)*”. *Materials Research (São Carlos. Impresso)*, v. 17, p. 974-981.
- Ribeiro, D. V., Labrincha, J. A. and Morelli, M. R. (2012), *Effect of calcined red mud addition on the hydration of portland cement*. *Materials Science Forum*. 727-728:1408-1411. <http://dx.doi.org/10.4028/www.scientific.net/MSF.727-728.1408>

Potencial de análisis termográfico para evaluar manifestaciones patológicas en sistemas de revestimientos de fachadas

O. T. Takeda¹, W. Mazer*¹

*Autor de Contacto: wmazer@utfpr.edu.br

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i1.181>

Recebido: 02/03/2017 | Aceito: 23/11/2017 | Publicado: 30/01/2018

RESUMO

O presente artigo discute o potencial da análise termográfica na avaliação de manifestações patológicas em fachadas de edifícios. Seu uso pode ajudar na identificação e no diagnóstico, reduzindo tempo e custos destas atividades. Para colocar em prática esta técnica, foi realizada a calibração do sensor térmico e os ensaios fueron realizados em dois períodos diferentes de luz solar. Os resultados obtidos demonstraram que a aplicação da análise termográfica permite a identificação e medir a extensão de manifestações patológicas ocultas em sistemas de revestimento de fachadas, incluindo locais de difícil acesso, complementando os resultados das inspecciones visuales e diminuindo a sua subjetividade.

Palavras chave: durabilidade; fachadas, termografia, ensayos nao destructivos, manifestaciones patológicas.

Citar como: O. T. Takeda, W. Mazer (2018), “Potencial da análise termográfica para avaliar manifestações patológicas em sistemas de revestimentos de fachadas”, Revista ALCONPAT, 8 (1), pp. 38 – 50, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i1.181>

¹ Universidad Tecnológica Federal de Paraná, Universidad en Curitiba, Brasil.

Informação Legal

Revista ALCONPAT é uma publicação da Asociación Latino-americana Control de Calidad, Recuperación Patología e Construcción, Internacional, A. C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310, Tel. 5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Website: www.alconpat.org

Editor: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de direitos ao No. 04-2013-011717330300-203 uso exclusivo, eISSN 2007-6835, ambos concedidos pelo Instituto Nacional do Direito de Autor. Responsável pela atualização mais recente deste número, ALCONPAT Unidade Computing, Ing. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310.

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

A reprodução total ou parcial do conteúdo e imagens publicadas sem autorização prévia do ALCONPAT Internacional A.C é proibida.

Qualquer discussão, incluindo a réplica dos autores, serao publicados na terceira edição do 2018, desde que a informação é recebida antes do encerramento da segunda edição de 2018.

Potential of thermographic analysis to evaluate pathological manifestations in facade cladding systems.

ABSTRACT

The present article discusses the potential of thermographic analysis in the evaluation of pathological manifestations in building façades. Its use may assist the identification and diagnosis of pathologies by reducing time and cost of these activities. For the application of this technique, the thermal sensor was calibrated, and the tests were performed in two distinct periods of solar incidence. The obtained results from this study demonstrate that the application of the thermographic analysis enables the identification and measurement of hidden pathological manifestations in façade cladding systems, including hard to reach sites, complementing the results of visual inspections and reducing its subjectivity.

Keywords: durability; facade; thermographic analysis; non destructive testing; pathological manifestations.

Potencial del análisis termográfico para evaluar manifestaciones patológicas en sistemas de revestimiento de fachadas

RESUMEN

El presente artículo discute el potencial del análisis termográfico en la evaluación de las manifestaciones patológicas en las fachadas de edificios. Su uso puede ayudar en la identificación y diagnóstico, reduciendo tiempo y costos de estas actividades. Para poner en práctica esta técnica, se realizaron la calibración del sensor térmico y los ensayos en dos periodos diferentes de luz solar. Los resultados obtenidos demostraron que la aplicación del análisis termográfico permite la identificación y extensión de las manifestaciones patológicas ocultas en sistemas de revestimientos de fachadas, incluyendo sitios de acceso difícil, complementando los resultados de las inspecciones visuales y disminuyendo su subjetividad.

Palabras clave: durabilidad; fachadas, termografía, ensayos no destructivos, manifestaciones patológicas.

1. INTRODUCCIÓN

El sector de la construcción civil es uno de los apoyos económicos del país y ha evolucionado tanto en las técnicas constructivas como en el desarrollo de materiales de construcción, sin embargo, las manifestaciones patológicas de las edificaciones continúan ocurriendo, pudiendo tener su origen en las fases de proyecto, ejecución ó de uso y operación (Santos, 2013).

La Ausencia de proyectos detallados ó fallas en su concepción y compatibilidad, errores en la elección de los sistemas constructivos y/o técnicas de ejecución, en la definición y especificación de los materiales, en el control de calidad y tecnológico, y factores ambientales presentes en la región del emprendimiento, tanto en el período de ejecución como en la fase de uso y operación, pueden ocasionar problemas directos e indirectos a las edificaciones y sus propietarios, usuarios o no de los inmuebles (Santos, 2013).

Según Carvalho Jr. *et. al.*, (1999) en el caso de las fachadas, las manifestaciones patológicas de los revestimientos comprometen la imagen de la ingeniería y la arquitectura del país, siendo una agresión a la vista de las personas, a la integridad de las edificaciones e hiriendo el concepto de habitabilidad. Además de la devaluación natural del inmueble debido a los aspectos visuales, la base de los revestimientos, sin el adecuado acabado final, se vuelve vulnerable a las filtraciones

de agua y gases, lo que consecuentemente lleva a sérios deterioros de los edificios, pudiendo ser de orden estético ó estructural.

Debido a la gravedad, riesgos potenciales de accidentes y daños materiales y sus implicaciones, la investigación de las manifestaciones patológicas en fachadas pueden envolver a la investigación tanto en las fallas como en los os procesos constructivos utilizados, evaluando los critérios de calidad, seguridad y desempeño a través del análisis de documentos, inspecciones visuales, ensayos de campo y laboratorio necesarios para la fundamentación de los laudos técnicos (Gomide, 2006).

En este sentido, el presente trabajo utilizó una técnica de investigación basada en ensayos no destructivos (END) a través de análisis termográficos, que posibilitan la identificación de anomalías térmicas en sistemas de revestimientos de fachadas, vinculandolas al análisis de la tipología y extensión de los daños encontrados, demostrando las potencialidades de esta técnica tanto en la identificación y mapa de manifestaciones patológicas ya existentes.

2. REVISIÓN DE LA LITERATURA

2.1 Investigación de las manifestaciones patológicas

La sistematización de las prácticas de investigación y recolección de informaciones de manifestaciones patológicas en fachadas de edificaciones viene siendo estudiada hace mucho tiempo y por vários autores (Mazer *et al*, 2016; Romero *et al*, 2011; Japiassú *et al*, 2014; Galletto, Andrello, 2013).

Según Gomide (2006), las pericias en fachadas se inician con las investigaciones visuales “*in loco*” de las condiciones físicas de las áreas afectadas. Tales exámenes brindan informaciones técnicas fundamentales la pericia y colaboran en la determinación de la causa del problema y la indicación de la solución. Aún según el autor, tales levantamientos son complicados debido a las dificultades de visualización aproximada de todas las áreas de las fachadas, lo que recomienda la adopción de procedimientos técnicos adicionales a la pericia.

En este tipo de situación, se hace necesario utilizar otros recursos que permitan la minuciosa visualización exigida para el levantamiento, sean éstos directos o indirectos. El mapeo con ensayo consiste en el levantamiento directo con anotación en planta de las áreas afectadas a través de la constatación, por percusión, mediante el recorrido por la fachada, en silla o guindola. El recurso indirecto usualmente utilizado en este tipo de investigación consiste en un mapeo fotográfico de la fachada (Gomide, 2006). Otro recurso indirecto posible de utilización es el análisis termográfico de la fachada.

2.2 Principios de la termografía

La termografía es una técnica de inspección no destructiva y no invasiva que tiene como base la detección de la radiación infraroja emitida naturalmente por los cuerpos con intensidad proporcional a su temperatura. A través de esta técnica es posible identificar regiones, o puntos, donde la temperatura está alterada con relación a un patrón pré establecido. Esta basada en la medida de la radiación eletromagnética emitida por un cuerpo a una temperatura sobre cero absoluto (Bauer, 2013).

Esta técnica puede ser clasificada en activa y pasiva, de acuerdo con la excitación térmica utilizada. Para la termografía pasiva, es necesario un diferencial natural de temperatura entre la muestra y el medio en el cual se encuentra, es decir, ningún estímulo térmico artificial es utilizado. Ya para la termografía activa, un estímulo externo es indispensables para incudir los contrastes térmicos entre la muestra y el ambiente (Maldague, 2001; Bauer, 2013).

La radiación infraroja no puede ser detectada a la vista humana, por tanto, la cámara infraroja tiene por función adquirir y procesar estas informaciones presentando imágenes que describen las variaciones de temperatura en objetos foco (FLIR, 2012).

Las propiedades radiactivas de los objetos generalmente son descritas en relación con un cuerpo negro perfecto, es decir, un emisor/receptor perfecto de energía radiante. En el mundo real, no hay objetos emisores/receptores perfectos, sin embargo, es posible encontrar objetos con propiedades muy aproximadas a estas características (FLIR, 2012).

Considerando que la energía emitida por un cuerpo negro perfecto es denotada por W_{bb} y que la de un objeto normal a la misma temperatura es W_{obj} , a razón entre estos dos valores describe la emisividad ε de este objeto, como se indica en (1).

$$\varepsilon = \frac{W_{obj}}{W_{bb}} \quad (1)$$

Es decir que la a emisividad es un valor que varia de 0 hasta 1 y mientras mejor son las propiedades radiantes del objeto, mayor es su emisividad.

Un objeto que tenga la misma emisividad en todas SUS dimensiones de onda es llamado cuerpo gris. La energía de emisión (W) de estos cuerpos es determinada a través de la Ley de Stefan-Boltzmann's presentada em (2):

$$W = \varepsilon \sigma T^4 \quad (2)$$

Donde ε es la Emisividad del Objeto, σ es la Constante de Stefan-Boltzmann's y T es la temperatura.

Además de la radiación del objeto en análisis, los lentes de la cámara reciben radiaciones del ambiente del entorno que son reflejadas en la superficie del objeto. Estos dos componentes de la radiación también son atenuados por la atmosfera que, también absorbe y emite de manera propia parte de esta radiación (FLIR, 2012).

Dadas esas premisas, la radiación total recibida (W_{tot}) por la cámara puede ser escrita según (3):

$$W_{tot} = \varepsilon \tau W_{obj} + (1 - \varepsilon) \tau W_{amb} + (1 - \tau) W_{atm} \quad (3)$$

Donde ε es la emisividad del objeto, τ es la transmisión a través de la atmosfera, W_{amb} es la energía efectiva del ambiente alrededor del objeto (ó a energía reflejada por el ambiente) y W_{atm} es la energía presente en la atmosfera entre el objeto y la cámara.

2.3 Técnicas termográficas en la investigación de fachadas

El creciente uso de la termografía de infrarojos en la construcción civil está intrinsecamente relacionadas con el hecho fato de tratarse de un ensayo no destructivo, permitiendole presentarse como una óptima herramienta de diagnóstico (Soares, 2014).

Con la termografía infraroja es posible detectar solamente anomalías asociadas a modificaciones medibles de las características térmicas como flujo de calor y temperaturas resultantes, y manifestaciones patológicas con profundidades limitadas, es decir, próximas a la superficie (Pavón, 2015).

Estudios de laboratorio demuestran que fallas de adherencia ó ausencia de pego por detrás de revestimientos cerámicos son facilmente identificables a través de la termografía presentando temperaturas superficiales mayores que alrededor en el período de flujo de calor positivo y temperaturas superficiales menores en el período de flujo de calor negativo (Bauer *et al.*, 2015).

En estudio realizado por Edis *et al.* (2014), fué demostrado que también es posible identificar áreas con presencia de humedad confinada por debajo de revestimientos cerámicos. Esta situación se configura por la identificación de anomalías en lastemperaturas superficiales de las áreas sospechosas en lós revestimientos cerámicos durante el flujo positivo de calor, características de problemas de separación ó de áreas con presencia de humedad.

Para el caso de fachadas revestidas con friso y pintura/textura, es posible identificar otros tipos de manifestación patológica tales como fisuras y presencia de humedad. En caso de las fisuras, estas frecuentemente estan asociadas a la presencia de humedad y la extensión de las áreas afectadas son facilmente identificables durante el día pues la evaporación del agua causa una reducción de la temperatura superficial en estas regiones. De la misma forma, la presencia de humedad en paredes y estructuras de concreto debido a la capilaridad también es facilmente identificable en el período de flujo positivo de calor (Pavon, 2015).

Menezes *et al.* (2015) realizaron campañas de inspección de anomalías diversas utilizando inspecciones visuales, termografía, ensayos de percusión, tubos de karsten e higrómetro con la finalidad de proponer metodologia de campo para la investigación de manifestaciones patológicas de revestimientos. Como resultado del trabajo, se verificó que las inspecciones visuales en conjunto con la termografía cualitativa fueron suficientes para a identificación da maioria das anomalías encontradas es dee forma rápida, principalmente por posibilitar la inspección de locales de difícil acceso.

En la construcción civil, una variación de temperatura de 1°C hasta 2°C es geralmente un indicativo ó sospecha de existencia de problemas. A partir de 4°C se puede afirmar la existencia de anormalidades en el cuerpo (Maldague y Marinetti, 1996; Cortizo *et al.*, 2008).

Para Bauer (2013), las principais influencias en lós resultados de las inspecciones termográficas cuantitativas están en la emisividad del material, que es función de la temperatura superficial y del ángulo de observación, en la reflectividad de la superficie, función de la radiación directa incidente y de la radiación de objetos próximos, en la atenuación atmosférica que es función de las condiciones meteorológicas.

3. PROCEDIMIENTOS METODOLÓGICOS

Inicialmente fué realizado un estudio exploratorio en las fachadas de los bloques B y C del Campus Curitiba, sede Ecoville de la UTFPR a fin de investigar la ocurrencia de anomalías térmicas y los tipos de manifestaciones patológicas existentes a través de inspecciones visuales y termográficas cualitativos para la definición de las áreas de estudio.

Luego de esta etapa fué realizada la caracterización de las áreas de estudio y fueron definidos los parámetros de calibración de la cámara infraroja que consistió en la determinación de la emisividad de los materiales, temperatura ambiente, humedad y distancia entre el termovisor y las regiones analizadas en el estudio de confirmación.

Fueron analizados y comparados los termogramas obtenidos tanto en el estudio exploratóoio como en la campaña de confirmación con el objetivo de verificar si las anomalías térmicas encontradas pueden ser vinculadas con las manifestaciones patológicas existentes en las áreas de estudio.

3.1 Especificaciones de la cámara infraroja

La cámara infraroja (termovisor) utilizada en las inspecciones es de marca FLIR, modelo E60. Los parámetros de calibración personalizados de la cámara consisten en la emisividad, temperatura ambiente, temperatura reflejada, humedad relativa del aire y la distancia al objeto. Las principales especificaciones técnicas del equipo son presentadas en el Cuadro 1:

Cuadro 1. Especificaciones técnicas Cámara Infraroja FLIR E60.

Modelo	FLIR E60
Resolución IR	320 x 240 pixels
Resolución da Cámara Digital	3,1 MP
Sensibilidad térmica	< 0,05 °C
Precisión	+ 2 °C ó +- 2% de lectura
Rango de temperatura	(-20,00 °C a 650,00 °C)
Rango espectral	7,5 a 13µm
Campo de visión (FOV)	25°
Foco	Manual
Micro bolómetro no refrigerado	LWIR (Long Wave Infra Red)
Display de colores	3,5" (320 x 240)
Frame Rate	60Hz
Puntos movibles de medición	3
Formato del archivo (Termograma)	Radiometric JPG

Fonte: FLIR – Manual da Cámara Infraroja modelo E60 (2015).

3.2 Estudio exploratorio y definición de las áreas de estudio

El estudio exploratorio consistió en la inspección visual y termográfica de las fachadas de los Bloques B y C de la sede Ecoville de la Universidad Tecnológica Federal de Paraná - UTFPR. La elección de las áreas de estudio fue realizada durante el período de la mañana a través de la inspección visual de las anomalías existentes en las fachadas y también la inspección termográfica cualitativa, para la identificación de gradientes de temperatura en regiones de un mismo material, con el parámetro de emisividad patrón del concreto ($\epsilon=0,95$) y los parámetros de temperatura ambiente (20°C) y humedad relativa del aire (70%) configurados en el equipo. Durante la inspección, las condiciones climáticas eran estables, sin presencia de lluvia, con cielo parcialmente nublado y sin viento.

Los sistemas de revestimientos de fachadas encontrados en el estudio exploratorio consistieron en paredes externas de bloques de concreto con pintura blanca (Bloque IJ), paredes externas de bloques de concreto, friso con mezcilla revestimiento en textura acrílica gris claro (Bloques A, B y C), y revestimientos cerámicos aplicados sobre el friso (Bloques B e C).

A continuación, serán presentados los cuadros con las fotos y termogramas obtenidos del estudio exploratorio acompañados de una breve descripción de las interferencias, anomalías térmicas encontradas y posibles manifestaciones patológicas asociadas.

En la Figura 1 se presenta el área de estudio 1, definida en la fachada del Bloque C, conjuntamente con el termograma de la región.

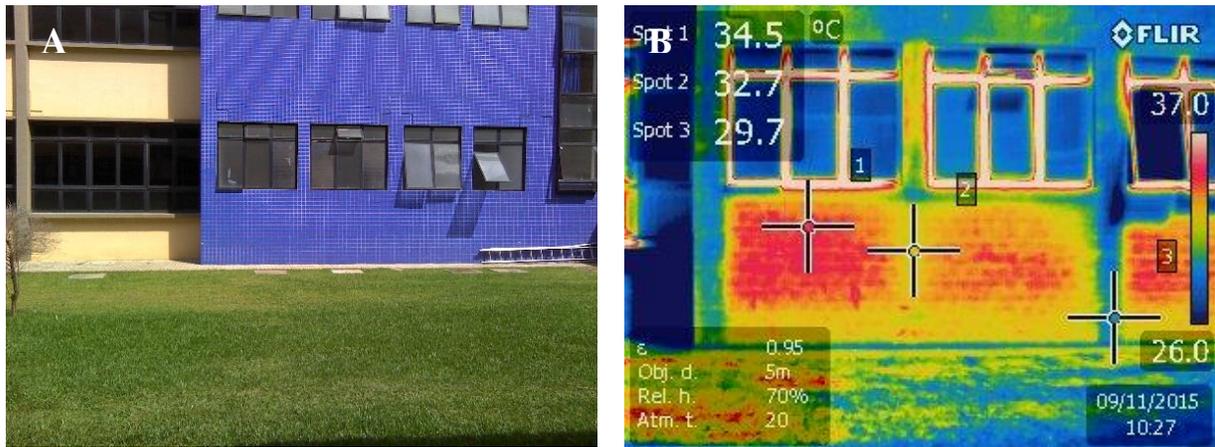


Figura 1. A) Fachada del Bloque C siendo el área de estudio
B) Termograma del área de estudio.

En el examen visual del área de estudio 1 presentada en la Figura 1.A fueron identificados puntos con junta deteriorada entre los revestimientos cerámicos de la región del recuadro de las ventanas. De manera complementaria, fué ejecutado ensayo de percusión donde se verificó sonido hueco en trechos de la pared en la región de los recuadros de las ventanas. En el termograma presentado en la figura 1B, es posible identificar anomalía térmica en el trecho de la fachada ejecutada con revestimiento cerámico durante el período de flujo positivo de calor en la región con exposición directa a la radiación solar durante el período de la mañana.

En la inspección visual realizada del área de estudio 2, ilustrada en Figura 2A fué constatada la existencia de fisura en el revestimiento. También, fué ejecutado ensayo de percusión en la región donde se verificó sonido hueco a lo largo de toda la región de la fisura y también en la región por debajo de la fisura.

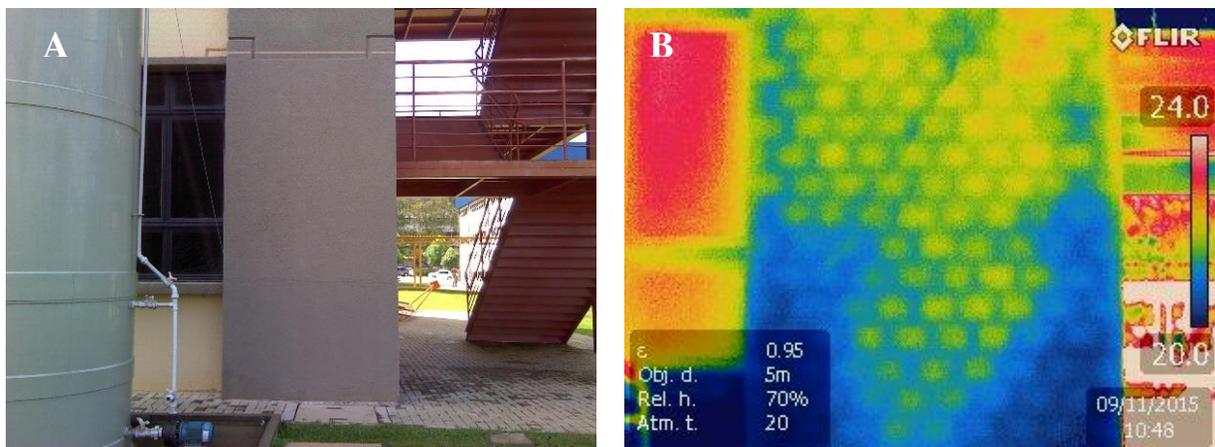


Figura 2. A) Trecho de la fachada del Bloque C constituido por textura acrílica gris sobre friso.
B) termograma del área de estudio.

El termograma presentado en la Figura 2B, es posible identificar anomalía térmica en el trecho de fachada durante el período de flujo positivo de calor positivo en la región sin exposición directa a la radiación solar durante el período de la mañana. La anomalía identificada en el termograma es característica de la presencia de humedad y en conjunto con la constatación de la fisura del revestimiento y el despegado del revestimiento, por lo que se puede inferir que hay a presencia de humedad en esa región inferior, entre el friso y las paredes de bloques de concreto.

En el área de estudio 3, presentada en la Figura 3A es posible observar la fachada lateral del Bloque B ejecutada con revestimiento en textura acrílica gris sobre friso aplicado en paredes de bloques de concreto durante período de flujo positivo de calor positivo en región sin exposición directa a la radiación solar durante el período de la mañana.

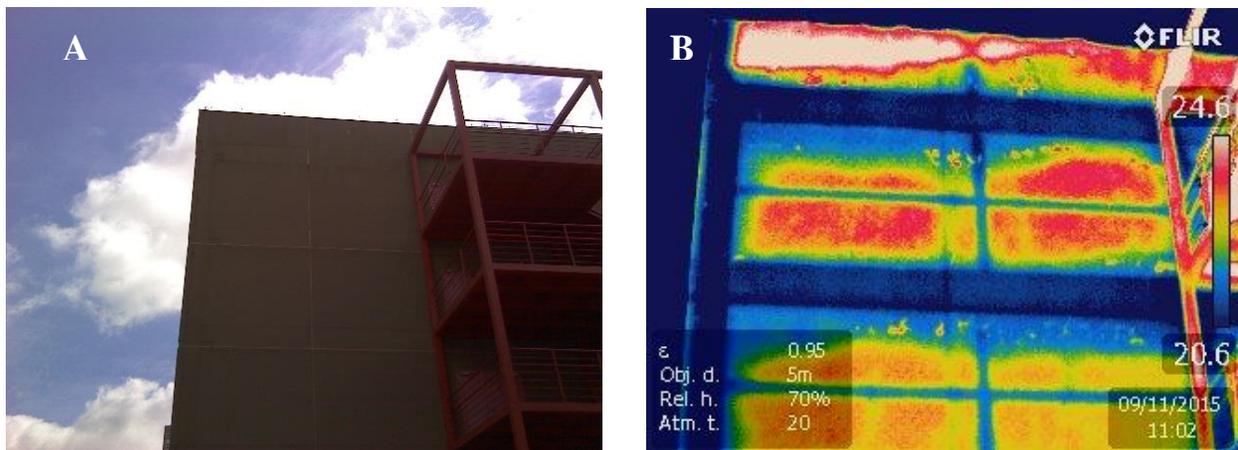


Figura 3. A) Fachada lateral del Bloque B.
B) Termograma del área de estudio 3.

En el termograma de esta región, presentado en Figura 3B, es posible observar anomalía térmica en la región de coronamiento que es característica de la presencia de humedad. Es posible identificar también los elementos estructurales, cierre superior de las paredes de bloques de concreto y la temperatura más elevada en la región del borde perimetral el cual está expuesto a radiación solar.

3.3 Determinación de los parámetros de calibración del termovisor

Definidas las áreas de estudio, fueron realizados ensayos de campo a fin de determinar la emisividad de los materiales encontrados. Los ensayos consistieron en la determinación de la emisividad de los materiales de las fachadas a través de la comparación de sus temperaturas superficiales con las temperaturas de un material con emisividad conocida y con estabilidad térmica con la superficie analizada.

Para realizar el ensayo de determinación de la emisividad de los materiales, fueron utilizados pedazos de cinta aislante negra adheridos a la superficie. Los parámetros de configuración utilizados para el termovisor fueron:

- Distancia de la medición: 5m.
- Temperatura ambiente: 22 °C
- Humedad Relativa del aire: 88%
- Emisividad de la cinta aislante: 0,96.

El ensayo consistió en la medición de la temperatura en la superficie de la cinta aislante, ya en estabilidad térmica con la superficie, indicada por el punto A, y enseguida, en la medición de la temperatura en la región del material a ser analizado, indicado por el punto B, alterandose el parámetro de emisividad del termovisor hasta que la temperatura indicada en el punto B sea igual la medida de temperatura indicada en la superficie de la cinta aislante. En la Figura 4 está indicada la calibración efectuada en el termovisor para un revestimiento cerámico.

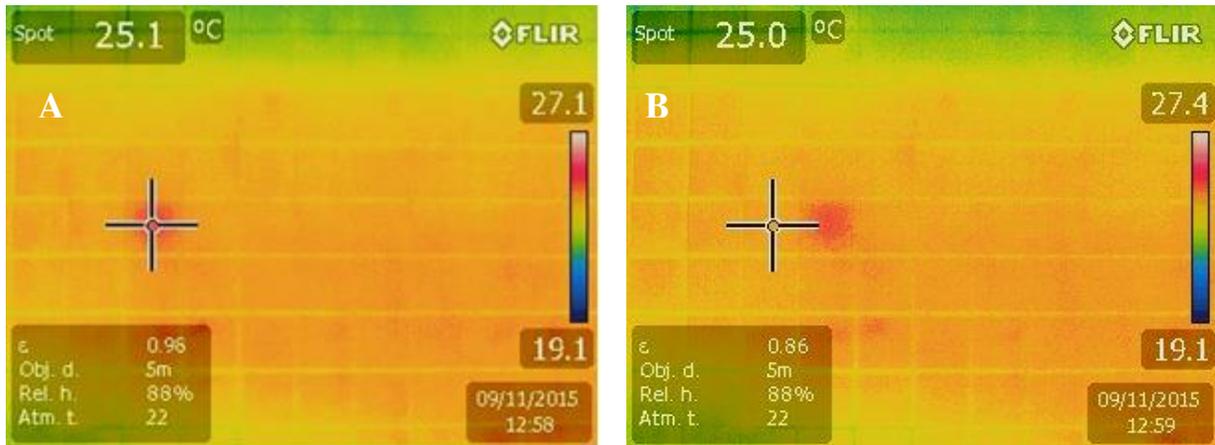


Figura 4. Determinación de la emisividad del revestimiento cerámico.

Este procedimiento fué realizado para todos los revestimientos encontrados en las áreas de estudio y los valores de emisividad encontrados son presentados en la Tabla 1.

Tabla 1. Valores obtenidos para la emisividad de los materiales en las áreas de estudio.

Superficie	Emisividad
Textura acrílica gris	0,80
Revestimiento cerámico rojo	0,86
Revestimiento cerámico azul	0,86
Pintura blanca sobre bloques de concreto	0,70

Fuente: Propia.

Como el parámetro de emisividad utilizado en el estudio exploratorio era fijo, la inspección termográfica de esta etapa fué cualitativa, pues los valores absolutos de la temperatura de las superficies no reflejan sus valores reales. A pesar de esto, los termogramas obtenidos en el estudio exploratorio fueron plenamente capaces de identificar gradientes de temperatura característicos de las anomalías térmicas en las regiones inspeccionadas.

3.4 Estudios confirmatorios con el termovisor

El estudio confirmatorio buscó obtener informaciones complementarias sobre la dinámica del flujo de calor de las superficies de las áreas de estudio 1, 2 y 3 con el objetivo de confirmar las sospechas preliminares sobre las potenciales manifestaciones patológicas observadas.

El regreso a las áreas de estudio fué realizado durante la noche del mismo día utilizando el termovisor de manera cuantitativa, con el parámetro de emisividad obtenidos en la Tabla 1 y los parámetros de temperatura ambiente (22°C) y humedad relativa del aire (88%) configurados en el equipo.

En la Figura 5 son presentados los termogramas del estudio exploratorio y del estudio de confirmación del área de estudio 1.

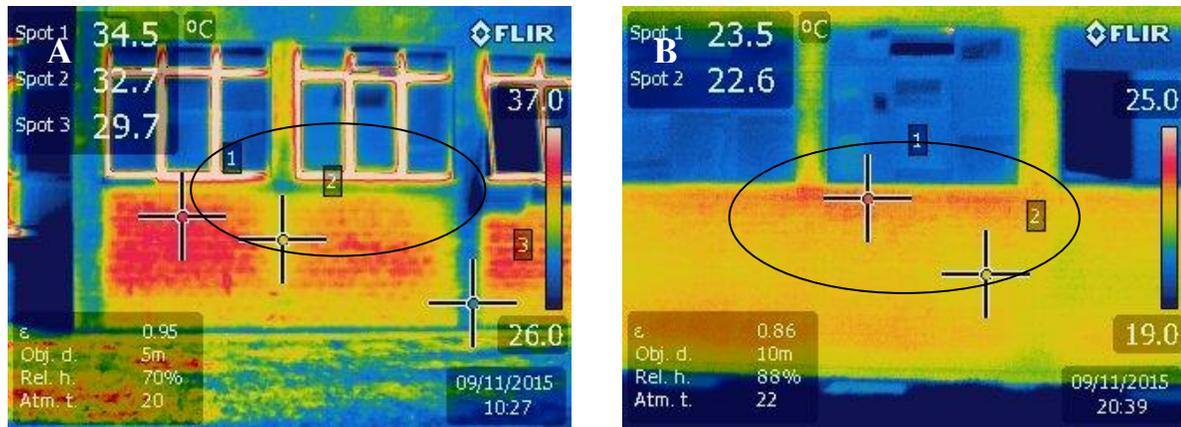


Figura 5. A) Termograma del estudio exploratorio.
B) Termograma del estudio de confirmación.

En el estudio confirmatorio del área de estudio 1, presentado en la Figura 5B, es posible identificar una anomalía térmica que puede ser asociada a un posible despegado con presencia de humedad por debajo del revestimiento cerámico en la región del recuadro de las ventanas pues la presencia de humedad en la región tiene por característica mantener las temperaturas más elevadas en los termogramas durante el período de flujo negativo de calor en comparación con la región no afectada. Esta hipótesis es reforzada por la identificación de puntos con junta deteriorada entre los revestimientos cerámicos en la región del recuadro de las ventanas. También es posible notar en el termograma del estudio exploratorio, presentado en la Figura 5A, que durante el período de flujo positivo de calor las temperaturas en la región de los recuadros es menor debido a la evaporación del agua.

En el área de estudio 2 fué observada la existencia de una fisura en el revestimiento, este hecho también presentado por los termogramas, como lo indicado en la Figura 6.

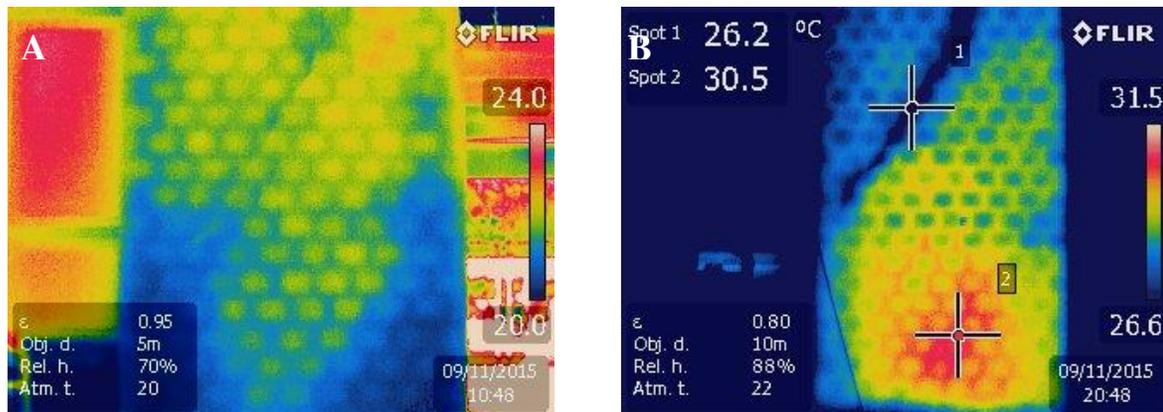


Figura 6. A) Termograma del estudio exploratorio.
B) Termograma del estudio confirmatorio.

En el termograma del estudio exploratorio, presentado en la figura 6A, es posible la existencia de un gradiente térmico en la parte inferior de la fachada es una línea diagonal, con temperaturas menores que la parte central de la fachada. En el termograma de estudio confirmatorio, ilustrado en Figura 6B, es posible verificar la existencia de la fisura inclinada, marcada por el punto 1, y la región con despegado del friso en conjunto con la presencia de humedad marcada por el punto 2, con mayor temperatura debido a la mayor capacidad del agua en retener el calor durante el

período de flujo negativo de calor cuando es comparada con los materiales que constituyen el revestimiento.

Los termogramas del estudio exploratorio y confirmatorio del área de estudio 3 están presentados en la Figura 7.

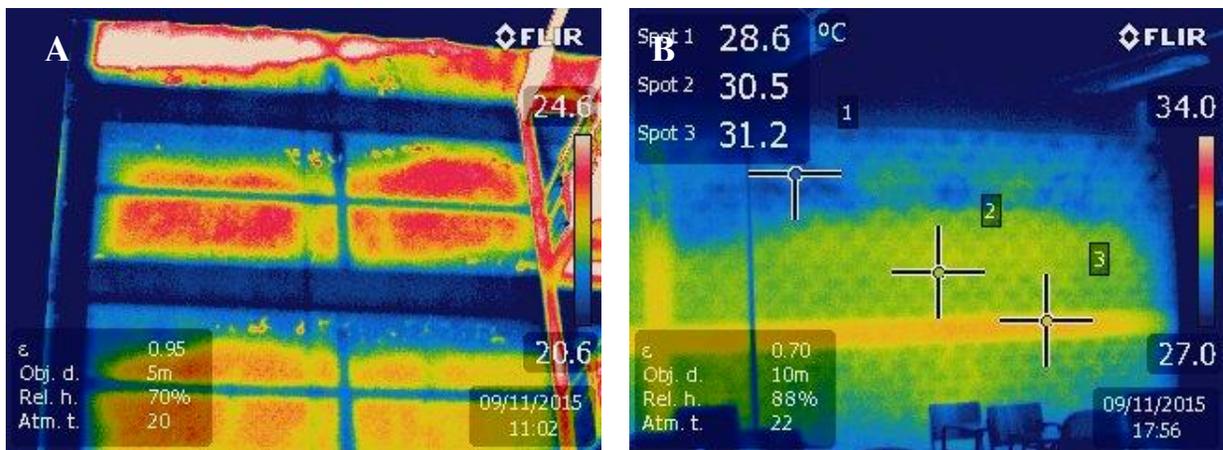


Figura 7. A) Termograma del estudio exploratorio.
B) Termograma del estudio confirmatorio.

En el estudio exploratorio, presentado en Figura 7A, es posible observar la variación de temperatura existente, indicando temperaturas inferiores en regiones próximas a las vigas. En la Figura 5B, obtenida de la parte interna del edificio en el último pavimento, es posible observar anomalía térmica en la región superior de la cuña de cierre. En la parte interna quedó evidente la presencia de humedad por aparición de hongos en las paredes en la región con presencia de humedad identificada en el termograma. De manera complementaria, fue realizada la inspección visual de la región externa, debido a la posibilidad de acceso por la escalera de emergencia, donde fue constatada la fisura en toda la extensión de dicha cuña perimetral de la región afectada, esa discontinuidad permite la infiltración de agua hacia el interior de la edificación.

4. DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

La capacidad de identificar anomalías térmicas asociadas a manifestaciones patológicas a través de la termografía agilizan el proceso de inspección y permiten que sean caracterizadas las áreas que deben ser sometidas a investigaciones más minuciosas, sea por la ejecución de estudios termográficos confirmatorios o por el uso de otros ensayos de campo ó laboratorio.

A pesar de ser relativamente simple utilizar el termovisor para obtener termogramas durante las inspecciones, se no son tomadas en cuenta las interferencias y las condiciones ambientales en las cuales las imagenes fueron obtenidas, el análisis y la interpretación de los termogramas pueden llevar a conclusiones equivocadas. Para que esto no ocurra, el basamento teórico y la experiencia en el uso del equipo para la identificación de las anomalías térmicas, características de las manifestaciones patológicas investigadas, son fundamentales para obtener los subsídios adecuados para su interpretación y em consecuencia, asociar correctamente las características con las manifestaciones patológicas correspondientes.

En cuanro a los parámetros de calibración del termovisor, los valores de emisividad y demás parámetros ambientales deben ser determinados para cada situación de inspección cuando se pretende obtener termogramas con medidas precisas de temperatura de las superficies analizadas, es decir, en análisis cuantitativos. Ya para la identificación de anomalías de forma cualitativa, estos parámetros no presentan influencia que perjudiquen la identificación de gradientes de

temperatura en superficies de un mismo material, este hecho, confirmado en el estudio exploratorio. Entre tanto, la determinación de los parámetros correctos siempre debe ser realizada para que fundamenten el análisis y la interpretación de las anomalías térmicas para el diagnóstico de manifestaciones patológicas.

La dinámica del comportamiento de los flujos de calor de las superficies y los desvíos asociados a determinadas manifestaciones patológicas también son factores que requieren atención durante la inspección y el análisis de los termogramas. La determinación de los mejores períodos y condiciones de inspección pueden auxiliar en la obtención de termogramas que dejen evidentes las anomalías térmicas que pueden estar asociadas a manifestaciones patológicas.

En cuanto a la determinación de la gravedad y extensión de las manifestaciones patológicas existentes, la termografía permite identificar la región de influencia y también la sinergia deletérea de manifestaciones patológicas conjuntas. Un ejemplo de esta situación es la asociación de la presencia de humedad y el despegado en una misma región, condición esta que potencializa la evolución de ambos daños y, por tanto representan un potencial elevado de pérdidas al desempeño y durabilidad de los sistemas de revestimientos de fachadas.

Considerando el flujo de calor positivo y negativo observado en las inspecciones realizadas en los períodos de la mañana y de la tarde, fue posible determinar la presencia de humedad en 100% de las regiones inspeccionadas, hecho este confirmado a través de una inspección visual. También en 60% de los casos fue posible determinar la existencia de revestimiento despegado, siendo el del cerámico más fácil de ser detectado. En cambio la existencia de fisuras fue posible de detectar apenas cuando existía humedad en el interior de la fisura, siendo observado en 20% de los casos analizados.

Algunas limitaciones operacionales pudieran ser identificadas durante las inspecciones. La resolución de los termogramas (320x240 pixeles) es relativamente baja, dificultando la identificación de las anomalías térmicas con precisión adecuada, de modo que su interpretación puede no ser posible cuando las regiones analizadas se encuentran a grandes distancias. Otro potencial factor limitante en la obtención de los termogramas es la posible variación de los resultados debido al ángulo de observación entre la cámara y la región de estudio. En los estudios de campo esta situación puede ser abordada al aumentar la distancia de las observaciones para evitar la toma de imágenes en ángulos superiores a 45°, según el manual del equipo.

5. CONCLUSIONES

Sobre la base de los resultados obtenidos en las inspecciones, fue posible caracterizar las manifestaciones patológicas según las inspecciones termográficas y visuales, complementadas con la inspección visual y ensayos de percusión en locales donde el acceso fue posible.

La confirmación de las regiones con sospecha de despegado, identificadas con la termografía en el estudio exploratorio, se dió a través del ensayo de percusión y a través de la inspección confirmatoria durante el flujo negativo de calor. Ambas técnicas confirmaron la eficiencia de la termografía de infrarrojo para la identificación de despegados en el revestimiento de fachada.

La interpretación de los termogramas basada en las características de las anomalías térmicas y flujos de calor asociadas a cada una de las manifestaciones patológicas permitió la identificación de su real extensión.

Los resultados obtenidos en este trabajo confirmaron la viabilidad de la termografía como un ensayo no destructivo aplicable en la inspección de revestimientos de fachadas con gran potencial de utilización y en el monitoreo de la evolución de las manifestaciones patológicas con grandes ventajas cuanto la agilidad de las inspecciones y confiabilidad de los resultados, se compara con las técnicas usuales de inspección de fachadas, disminuyendo la subjetividad de inspecciones exclusivamente fotográficas, eliminando los riesgos de seguridad para trabajos en altura y

viabilizando el mantenimiento predictivo y preventivo de los sistemas de revestimientos de fachadas.

6. REFERENCIAS

- Bauer, E. (2013) “*Condicionantes das medições termográficas para avaliação de temperatura em fachadas.*”, X Simpósio Brasileiro de Tecnologia das Argamassas, Fortaleza:CE (Brasil).
- Bauer, E., Freitas, V. P., Mustelier, N., Barreira, E., Freitas, S. (2015), “*Infrared Thermography – Evaluation of the results reproducibility.*”, Structural Survey, v. 33, n. 1, p. 20-35.
- Carvalho, Jr., A. N., Silva, A. P., Neto, F. M. (1999), “*Perícias em patologias de revestimentos de fachadas. Congresso brasileiro de engenharia de avaliações e perícias.*”, X COBREAP. Porto Alegre:RS (Brasil).
- Cortizo, E. C., Barbosa, M. P., Souza, L. A. C. (2008), “*Estado da arte da termografia*”, Fórum Patrimônio, Ambiente Construído e Patrimônio Sustentável, v. 2, n.2, p 158 – 193, mai/ago. Belo Horizonte:MG (Brasil).
- Edis, E., Flores-Colen, I., Brito, J. (2014), “*Passive thermographic detection of moisture problems in façades with adhered ceramic cladding.*”, Construction and Building Materials, V. 51, pp 187-197. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.10.085>
- FLIR (2012), “*The Ultimate Infrared Handbook for R&D Professionals*”, FLIR-Forward Looking Infrared.
- Galletto, A., Andrello, J. M. (2013), “*Patologias em fachadas com revestimentos cerâmicos.*”, IX Congresso Internacional sobre Patologia y Recuperación de Estructuras, CINPAR, Joao Pessoa:PB (Brasil).
- Gomide, T. L. F. (2006), “*Pericias de engenharia em fachadas de edificaciones*”, IBAPE-SP, Sao Paulo: SP (Brasil).
- Japiassú, J., Carasek, H., Cascudo, O., Velosa, A. L. (2014), “*Caracterización da interface azulejo/argamassa de fachadas históricas*”, Revista ALCONPAT, V. 4, No. 1, pp. 55-76. DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v4i1.61>
- Maldague, X. (2001) “*Infrared and Thermal testing: Nondestructive testing handbook.*”, (Columbus, OH, Patrick O. Moore, 3th ed.).
- Maldague, X., Marinetti, S. (1996), “*Pulse phase infrared thermography.*”, Journal Applied Physics, New York, v. 79, p. 2694-2698. DOI: <https://doi.org/10.1063/1.362662>
- Mazer, W., Silva, L. M. R., Lucas, E., Santos, F. C. M. (2016), “*Avaliação de manifestações patológicas em edifícios em função da orientação geográfica.*”, Revista ALCONPAT, Volumen 6, Número 2, mayo – agosto 2016, Páginas 145 – 156. DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v6i2.135>
- Menezes, A., Gomes, M. G., Flores-Colen, I. (2015), “*In-situ assessment of physical performance and degradation analysis os rendering walls.*”, Construction and Building Materials. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.11.039>
- Pavón, E. (2015), “*Termografia de infrarojo na identificação e avaliação de manifestações patológicas em edifícios.*”, Concreto & Construções, IBRACON, V. 79, p. 93-98.
- Romero, N., Dupuy, C., Quiñones, J. (2011), “*Influencia de la contaminación atmosférica em la fachada de rascacielos, caso Torre Colpatria*”, Revista ALCONPAT, V. 1, No. 3, pp. 228-235. DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v1i3.17>
- Santos, S. S. (2013), “*Patologia das Construções.*”, Instituto de Pós-Graduação e Graduação - IPOG, Revista On Line IPOG Especialize, Curitiba:PR (Brasil).
- Soares, T. C. R. (2014), “*Termografia na avaliação do desempenho higrotérmico de edifícios – análise de sensibilidade.*”, Tese de Mestrado em Engenharia de Construcción e Reabilitação, Instituto Politécnico de Viseu, Santa Maria (Portugal).

Adaptación de mapa de daños a edificios históricos con problemas patológicos: Estudio del caso de la Iglesia del Carmo en Olinda PE

E. A. Roca^{1*}, J. V. S. Macedo¹, P. Correia¹, E. C. B. Monteiro²

*Autor de Contacto: eu_des@hotmail.com

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i1.198>

Recibido: 15/06/2017 | Aceptado: 09/11/2017 | Publicado: 31/01/2018

RESUMEN

Este artículo presenta la elaboración e implementación de mapa de daños en un edificio del siglo XVI con el objetivo de fomentar la preservación de este patrimonio histórico-cultural. El estudio adopta la elaboración de mapa de daños a partir de Ficha de Identificación de los Daños desarrolladas durante las inspecciones, configurándose como una herramienta importante para registrar problemas y guiar los servicios de profilaxis. Se enfatiza la complejidad del análisis de edificios históricos, puesto que es indispensable conocer las técnicas y materiales utilizados en estas construcciones. Se concluye que el uso de las etapas indicadas, en la elaboración del mapa de daños, proporciona subsidios que facilitan el análisis de la sintomatología y el correcto diagnóstico, garantizando un tratamiento más confiable.

Palabras clave: patología de las construcciones; mapa de daños; diagnóstico; iglesia; patrimonio.

Citar como: E. A. Rocha, J. V. S. Macedo, P. Correia, E. C. B. Monteiro (2018), “Adaptación de mapa de daños a edificios históricos con problemas patológicos: Estudio del caso de la Iglesia del Carmo en Olinda PE.”, Revista ALCONPAT, 8 (1), pp. 51 – 63,
DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i1.198>

¹ Universidade de Pernambuco, Recife, Brasil.

² Universidade de Pernambuco; Universidade Católica de Pernambuco, Recife, Brasil.

Información Legal

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

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

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

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

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el tercer número del año 2018 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del segundo número del año 2018.

Adaptation of damages map to historical buildings with pathological problems: Case study of the Carmo's Church in Olinda PE

ABSTRACT

This article presents the elaboration and implementation of a damage map in a 16th century building with the aim of promoting the preservation of this historical-cultural heritage. The study adopts the elaboration of the damage map from the damage identification sheets developed during the inspections, configuring itself as an important tool to register problems and guide the prophylaxis services. The complexity of the analysis of historical buildings is emphasized, since it is essential to know the techniques and materials used in these constructions. It is concluded that the use of the indicated stages, in the elaboration of the map of damages, provides subsidies that facilitate the analysis of the symptomatology and the correct diagnosis, guaranteeing a more reliable treatment.

Key words: construction pathology; map of damages; diagnosis; church; patrimony

Adaptação de mapa de danos para edifícios históricos com problemas patológicos: Estudo de Caso da Igreja do Carmo em Olinda PE

RESUMO

O artigo apresenta a elaboração de mapa de danos buscando implantá-lo em um edifício do Séc. XVI objetivando incentivar a preservação deste patrimônio histórico-cultural. A pesquisa adota a elaboração de mapa de danos a partir das Fichas de Identificação dos Danos desenvolvidas nas inspeções realizadas, configurando o mapa de danos como ferramenta fundamental para registrar problemas, norteados serviços de profilaxia. Enfatiza também a complexidade na análise das edificações históricas, pois torna-se indispensável conhecer as técnicas construtivas e materiais utilizados nestas edificações. Conclui, finalmente, que a utilização das etapas indicadas, na elaboração de mapa de danos, fornece subsídios que facilitam a análise da sintomatologia e do correto diagnóstico das patologias encontradas, garantindo uma proposta mais confiável para o tratamento das anomalias.

Palabras clave: patologia das construções; mapa de danos; diagnóstico; igreja; patrimônio.

1. INTRODUCCIÓN

Genéricamente, los procesos de degradación de las estructuras están relacionados directamente con la exposición de las edificaciones a los agentes físicos, químicos y biológicos presentes en la naturaleza y en los propios materiales constructivos. De forma que la estructura está condicionada a la acción de mecanismos endógenos, que deterioran la estructura a partir de elementos presentes en la composición química y mineralógica de los materiales de construcción, o mecanismos exógenos, que corresponden (i) a acción del hombre y del clima sobre la estructura, (ii) la presencia de microorganismos patológicos y (iii) la transformación espacial urbano-arquitectónica del entorno.

En ese sentido es de suma importancia que el diagnóstico de las anomalías presentes en una edificación sea correctamente fundamentado en análisis críticas e investigativas sobre el origen del problema constatado a fin de proponer el tratamiento más eficaz recuperando la vida útil del material dañado.

En este aspecto es necesario que los levantamientos de las manifestaciones patológicas y los documentos elaborados a partir de esos levantamientos sean objetivos, claros y eliminen cualquier duda que puedan surgir acerca de su interpretación.

Uno de esos documentos, originados en las inspecciones de las edificaciones y el mapa de daños que consiste en una herramienta fundamental para la investigación del estado de conservación de una edificación, especialmente cuando el elemento inspeccionado es un inmueble de interés histórico de preservación donde las intervenciones realizadas y los materiales utilizados en el pasado tienen gran importancia durante la fase de diagnóstico.

Entre tanto y a pesar de dicha importancia, con excepción de algunas investigaciones que sugieren propuestas de regulación de este mecanismo, como la de Negri y Russo (2008), Tinoco (2009) y Costa y Baisch (2015) y de la metodología indicada por el Instituto de Patrimonio Histórico y Artístico Nacional (IPHAN), aún no hay la normativa que indique ó determine cual es el mejor procedimiento para ser seguido, lo que dificulta, a veces, el trabajo de restauradores y patólogos en las interpretaciones de los daños que se presentan en las estructuras estudiadas.

Ante lo expuesto, el presente artículo resulta de una investigación de maestría en desarrollo y se propone presentar los procesos de elaboración de un mapa de daños basado en las metodologías adoptadas por el Iphan, buscando su implantación en un estudio de caso real, de las fachadas de la Igreja do Carmo del município de Olinda – PE

La elección de esta edificación tomo en cuenta primero su localización, por estar dentro del polígono nombrado sítio histórico de la ciudad de Olinda, que hasta entonces ostenta el título de Patrimonio Cultural de la Humanidad, concedido por la Organización de las Naciones Unidas para la Educación, la Ciencia y la Cultura (UNESCO) en 1982; enseguida, se considero la data de su construcción, que corresponde a mediados de 1588, configurando por lo tanto la más antigua iglesia de la orden Carmelita de Brasil y por el hecho que la edificación haya sido restaurada y recuperada recientemente, a mediados de julio de 2012. Se observa que, pasados cuatro años, se presentan algunas manifestaciones patológicas en sus fachadas.

2. DESARROLLO

2.1 Caracterización de la edificación estudiada

2.1.1 Breve historia da edificação

La Igreja do Carmo empezó a ser construída luego de la llegada de los padres carmelitas al Brasil, a mediados de 1580 donde los planos de la época tenían también la construcción lateral de un convento que inició en 1583, según comenta Mendes et al. (2011). De acuerdo con Santos-Hijo y Cunha (2008) esta construcción representa el templo más antiguo de la Orden Carmelita construído en Brasil.

Las obras de construcción, tanto del Convento como la Iglesia, duraron varios años, principalmente debido a la invasión holandesa en 1630 en que la Iglesia conjuntamente con el Convento fueron saqueados e incendiados, restando poco de la estructura originalmente prevista. En el local tenía la mayor campana de la ciudad, que fué retirado y transformado en armamento por las tropas holandesas.

Según Oliveira y Ribeiro (2015) posterior a la caída del dominio holandés, las obras de reconstrucción fueron retomadas, con dificultades solamente en la segunda mitad del Siglo. XVII, en virtud de divergencias internas en la Orden Carmelita. Ya a principios del siglo. XVIII fueron finalizados los coronamientos de las torres del campanario, siendo el diseño y bordes de las ventanas modernizados según el patrón estético del barroco pernambucano. Los trabajos desarrollados entre la mitad del siglo. XVIII hasta su fin, incluyeron los trabajos ornamentales internos del altar y de la nave central.

En 1907 el convento franciscano, que puede ser observado en la Figura 1, fué demolido por orden de la prefectura de Olinda, pues el mismo presentaba problemas de orden estructural, representando una seria amenaza a las personas y a la propia Igreja do Carmo (Gusmao Filho, 2001). Actualmente se constata en sitio, vestigios del vestíbulo del portal y de la antigua fundación del Convento (ver Figura 2).

Adaptación de mapa de daños a edificios históricos con problemas patológicos:
Estudio del caso de la Iglesia del Carmo en Olinda PE

Alrededor de los años 2000, la Iglesia do Carmo tuvo diversas intervenciones, pasando por procesos de restauración y estabilización de los taludes en que la edificación se apoya, siendo necesario recomponer dichos taludes y refuerzo de las fundaciones y de la torre campanario al este que se encontraba comprometida (ver Figura 3). Los servicios de restauración y recuperación duraron cerca de 10 años, cuando la Iglesia fué devuelta a las personas. Con todo, pasados apenas 4 años de los trabajos de restauración, algunas anomalías en fachadas pueden ser observadas.



Figura 1. Antigua Iglesia do Carmo con Convento. Fuente: Fundación de la Cultura de la Ciudad de Recife (FCCR)



Figura 2. Actual Iglesia do Carmo: vestígios del Convento Carmelita. Fuente: Autores.



Figura 3. Daños Estructurales en la Iglesia do Carmo a mediados del 2000. Fuente: Acervo Público de Olinda.



Figura 4. Daños actuales en la Iglesia do Carmo. Fuente: Autores.

2.1.2 Características arquitectónicas y constructivas

La Iglesia do Carmo es una de las más bellas representaciones de la arquitectura religiosa colonial brasileña configurando un importante bien histórico a ser preservado. La edificación tiene nombramiento federal por el IPHAN desde el 5 de octubre de 1938 y tiene un importante papel turístico dentro del Sítio Histórico de Olinda, que hasta entonces ostenta el título de Patrimonio Cultural de la Humanidad, concedido por la UNESCO en 1982.

El templo posee frontón y fachada al estilo barroco, con algunos trazos renacentistas. Las ventanas del coro son adornadas con trabajos en mármol y el nicho que queda entre ellas también exhibe un bello trabajo en piedra (OLIVEIRA; RIBEIRO, 2015).

La ornamentación de la parte interna de la edificación, originalmente muy simple de estacando los retablos del altar y capillas laterales, gradualmente pasó a ocupar las paredes de la nave, a medida que el barroco llegaba a la colonia. Según Gusmao Filho (2001) su interior es grandioso,

tratado con un gran cuidado, donde una luz suave, filtrada por las pocas aberturas, modela y define el vacío de la arquitectura, lleno de gran valor místico.

Sobre los aspectos constructivos se puede inferir que la construcción de la Iglesia do Carmo adoptó las mismas tipologías constructivas del período colonial brasileño, heredadas de los portugueses e indígenas nativos. En ese caso, se adoptaban para las paredes portantes ó estructurales, piedras emparejadas con grandes espesores para las bases y soporte de las estructuras y las paredes internas construídas con ladrillos o adobe.

La Figura 5 presenta a continuación, la Planta Baja del Pavimento de la planta baja de la edificación donde puede ser observada la proyección de las ruínas del antiguo Convento de la Orden Tercera do Carmo. Se aprecia además el elevado espesor de las paredes portantes que dan soporte a las cargas provenientes de las torres del campanario y techo.

La piedra utilizada en la construcción de esta edificación fué del tipo calcáreo (a pesar de existir canteras de mármol en ornamentos próximos al altar), como lo confirma Rieck y Souza (2007). El calcáreo es una roca del tipo sedimentaria que presenta baja resistencia y alta porosidad, y fué utilizada a lo largo de todos los trabajos de piedra presentes en las fachadas de la Iglesia do Carmo.

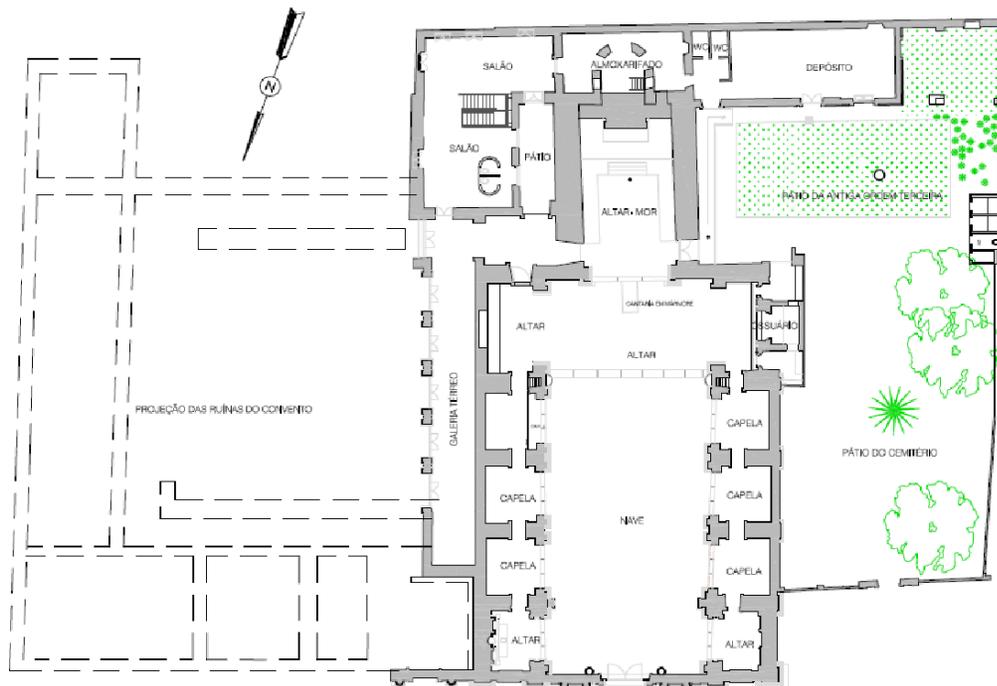


Figura 5. Planta Baja del Pavimento de planta baja de la Iglesia Nuestra Señora do Carmo.

Fuente: IPHAN (adaptado).

2.2 Examinando los daños

El proceso de levantamiento de las anomalías para la elaboración del mapa de daños fué dividido en tres etapas: identificación del problema patológico, demarcación de las plantas de las fachadas de estas anomalías y fotografía de las manifestaciones patológicas.

En la primera etapa, identificación del problema patológico, se ejecutó una inspección tacto - visual en las regiones inferiores y una inspección visual, usando de equipos que permiten la aproximación, de las partes superiores de las cuatro fachadas de la iglesia do Carmo de Olinda; la segunda etapa fué realizada con ayuda de plantas impresas de las fachadas, marcando con colores las distintas anomalías identificadas en la primera etapa teniendo el cuidado de marcar las lesiones en los locales exactos en las cuales éstas manifestaciones fueron encontradas; enseguida, la tercera etapa realizó un registro fotográfico de estas anomalías con intención de identificar

precisamente tanto el tipo de problema patológico encontrado como también el local correcto de estas manifestaciones.

Finalmente, a fin de registrar los daños encontrados, asociándolos al análisis y posibilidades de diagnósticos, se elaboró la Ficha de Identificación de los Daños (FID). Este documento es una importante contribución para registrar las manifestaciones patológicas promoviendo su respectivo diagnóstico, una vez que la FID organiza lo encontrado en las inspecciones pudiendo compararlas.

La ficha de identificación de los daños propuesta en el presente artículo relaciona los daños de los elementos de la fachada, inicialmente separándolos en (i) daños ocurridos en las paredes (cuando se enfoca la falla sobre los frisos), (ii) daños ocurridos en las piedras e (iii) daños ocurridos en los marcos de ventana. Enseguida, para cada anomalía constatada se presenta la simbología, de forma que pueda ser aplicada en las demás fachadas estudiadas, haciendo un patrón de representación para las manifestaciones patológicas.

Vale resaltar que el método de inspección adoptado para la investigación de las anomalías encontradas está clasificado por Tinoco (2009) como método indirecto y que busca, a través de acciones no destructivas, análisis en documentos históricos e interpretación de los datos encontrados, fundamentar hipótesis y conclusiones acerca de los diagnósticos de daños de la edificación en estudio.

Además hay que resaltar que las investigaciones realizadas, se restringen apenas a las fachadas de la edificación de forma que la cubierta y el interior de la Iglesia en estudio no fueron inspeccionados para la elaboración de este artículo.

En ese sentido y apreciando las investigaciones realizadas se afirma que los problemas patológicos más observados en las fachadas de la Iglesia do Carmo fueron: suciedad, vegetación, fisuras y humedad; siendo encontradas también en las fachadas este, oeste y norte, recurrencias de costra negra. Durante las inspecciones fueron encontradas además piezas en concreto armado con elevado estado de corrosión de las armaduras y de la madera podrida en una puerta de la fachada norte. En las siguientes figuras será presentadas de forma sucinta las fichas de identificación de las principais manifestaciones patológicas encontradas en las fachadas analizadas.

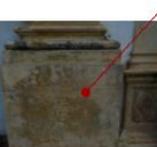
FACHADA NORTE		DANOS ÀS PAREDES (ALVENARIA)		OCORRÊNCIA E SIMBOLÓGIA	
		1. DESPLACAMENTO DO REBOCO	X		
		2. DESPLACAMENTO DO REBOCO C/ ALVENARIA EXPOSTA			
		3. MANCHAS DE AÇÃO DO FOGO			
		4. MANCHAS DE UMIDADE	X		
		5. BIODEGRADAÇÃO (FUNGOS E MICROALGAS)	X		
		6. VEGETAÇÃO	X		
		7. DEPÓSITOS ESCUROS (SUJIDADES)	X		
		8. EFLORESCÊNCIA (SALINIZAÇÃO)	X		
		9. FISSURAS SUPERFICIAIS (NÃO ESTRUTURAS)	X		
		10. FISSURAS ESTRUTURAS (FENDAS E TRINCAS)			
		11. INTERVENÇÃO COM CIMENTO/ARGAMASSA			
		12. VANDALISMO (GRAFITAGEM/ PICHAGEM)			
		DANOS ÀS CANTARIAS			
		1. ALVEOLIZAÇÃO			
		2. DESAGREGAÇÃO GRANULAR	X		
		3. PITTING			
		4. PERDA DE SEÇÃO/ LACUNAS			
		5. ESFOLIAÇÃO			
		6. CROSTA NEGRA			
		DANOS ÀS ESQUADRIAS			
		1. ATAQUE DE TÉRMITAS			
		2. MOFO/ BOLOR			
		3. DEGRADAÇÃO DA MADEIRA	X		

Figura 6. Ficha de Identificación de Daños de la Fachada Norte de la Iglesia do Carmo. Fuente: Autores.

En lo que que concierne a la organización del FID, además de la relación de los daños, se buscó también presentar algunas fotografías más relevantes de las anomalías encontradas e insertarlo a la data en que se realizaron las inspecciones para que sea posible establecer una relación entre el estado de degradación de la edificación y el momento en que la misma fué inspeccionada, según lo presentado en la Figura 6. El período en que la edificación fué observada es importante sea presentado, teniendo en vista la posibilidad de evolución de los daños, ya que las manifestaciones patológicas tienden a desarrollarse cuando el ambiente al cual la edificación está expuesto es propício.

En la Figura 7 presenta la Ficha de Identificación de la Fachada Este, donde se observa que los problemas patológicos más encontrados en este trecho de la edificación son manchas de humedad, suciedad, fisuras superficiales de los frisos, presencia de vegetación y corrosión de armaduras.

FACHADA LESTE		DANOS ÀS PAREDES (ALVENARIA)		OCORRÊNCIA E SIMBOLOGIA
			1. DESPLACAMENTO DO REBOCO	
			2. DESPLACAMENTO DO REBOCO C/ ALVENARIA EXPOSTA	
			3. MANCHAS DE AÇÃO DO FOGO	
			4. MANCHAS DE UMIDADE	X
			5. BIODEGRADAÇÃO (FUNGOS E MICROALGAS)	
			6. VEGETAÇÃO	X
			7. DEPÓSITOS ESCUROS (SUJIDADES)	X
			8. EFLORESCÊNCIA (SALINIZAÇÃO)	
			9. FISSURAS SUPERFICIAIS (NÃO ESTRUTURAIS)	X
			10. FISSURAS ESTRUTURAIS (FENDAS E TRINCAS)	
			11. INTERVENÇÃO COM CIMENTO/ARGAMASSA	X
			12. VANDALISMO (GRAFITAGEM/ PICHANÇA)	
			13. CORROSÃO DAS ARMADURAS	X
			DANOS ÀS CANTARIAS	
			1. ALVEOLIZAÇÃO	
			2. DESAGREGAÇÃO GRANULAR	
			3. PITTING	
			4. PERDA DE SEÇÃO/ LACUNAS	
			5. ESFOLIAÇÃO	
			6. CROSTA NEGRA	
			DANOS ÀS ESQUADRIAS	
			1. ATAQUE DE TÉRMITAS	
			2. MOFO/ BOLOR	
			3. DEGRADAÇÃO DA MADEIRA	X

Figura 7. Ficha de Identificación de Daños de la Fachada Este da Iglesia do Carmo. Fuente: Autores.

El uso de concreto armado, constatada por la presencia de corrosión de las armaduras, indica una intervención en la estructura con uso de tecnologías constructivas inexistentes para la época de la construcción del templo. De esa forma, el tratamiento de esta manifestación patológica debe ser hecho lo antes posible y de manera que no interfiera en la seguridad preservando las características arquitectónicas de la fachada.

Cabe destacar que la Fachada Este de la edificación tiene mayor incidencia de niebla salina, teniendo en vista que la Iglesia do Carmo se localiza en una zona litoral, por tanto, las estructuras de concreto armado están más propensas a la acción degenerativa de los cloruros y de los ciclos de humectación y secado producidos por las lluvias.

En este sentido, la corrección de los puntos de corrosión encontrados en la inspección de la Fachada Este debe ser atendida lo más rápido posible, a fin de evitar pérdidas de sección del acero, destrucción de los estribos y despegado de las áreas.

FACHADA SUL		OCORRÊNCIA E SIMBOLOGIA	
		1. DESPLACAMIENTO DO REBOCO	
		2. DESPLACAMENTO DO REBOCO C/ ALVENARIA EXPOSTA	
		3. MANCHAS DE AÇÃO DO FOGO	
		4. MANCHAS DE UMIDADE	X
		5. BIODEGRADAÇÃO (FUNGOS E MICROALGAS)	
		6. VEGETAÇÃO	X
		7. DEPÓSITOS ESCUROS (SUJIDADES)	X
		8. EFLORESCÊNCIA (SALINIZAÇÃO)	
		9. FISSURAS SUPERFICIAIS (NÃO ESTRUTURAIS)	X
		10. FISSURAS ESTRUTURAIS (FENDAS E TRINCAS)	X
		11. INTERVENÇÃO COM CIMENTO/ARGAMASSA	
		12. VANDALISMO (GRAFITAGEM/ PICHAÇÃO)	
		13. CORROSÃO DAS ARMADURAS	
DANOS ÀS CANTARIAS			
1. ALVEOLIZAÇÃO			
2. DESAGREGAÇÃO GRANULAR			
3. PITTING			
4. PERDA DE SEÇÃO/ LACUNAS			
5. ESFOLIAÇÃO			
6. CROSTA NEGRA			
DANOS ÀS ESQUADRIAS			
1. ATAQUE DE TÉRMITAS			
2. MOFO/ BOLOR			
3. DEGRADAÇÃO DA MADEIRA		X	

Figura 8. Ficha de Identificación de Daños de la Fachada Sur de la Iglesia do Carmo. Fuente: Autores.

Sobre la fachada sur fué observado también puntos de humedad con acumulación de suciedad, inclusive manchas de humedad ascendente a lo largo de toda la extensión de la fachada (ver Figura 8).

Fueron verificadas también algunas alteraciones de la concepción inicial de la edificación, algunas aberturas de puertas fueron selladas, así como hubo la reducción de la abertura de ventanas. No se obtuvo informaciones acerca de las intervenciones ejecutadas, lo que dificultó la identificación del material que fué utilizado para sellar esos elementos.

Se cree que el material utilizado, probablemente fué alguna porosidad elevada y con alta permeabilidad, visto que pueden ser constatadas manchas de humedad también en zonas en que esas alteraciones fueron realizadas.

Otro punto identificado consiste en la aparición de una fisura vertical con espesor variando de 0,5mm a 2mm encontrada próximo al muro del depósito (Fachada Sur). Como la Iglesia do Carmo presenta un histórico de problemas estructurales oriundos de recalzados, habiendo pasado por un refuerzo en fundaciones en el 2001, es necesario alertar este problema, monitoreando la fisura a fin de identificar su origen.

En la Figura 9 se presenta la ficha de identificación de daños de la Fachada Oeste. La tabla de anomalías encontrado es semejante a las demás fachadas, sin embargo, esta fachada presentó un mayor daño en las estructuras de las piedras, presentando desagregación granular, pitting y pérdidas de sección (lacunas).

Aún con la FID de la Fachada Oeste (Figura 9) se verifica que el proceso de penetración de agua proveniente de la capilaridad del suelo fué intensificado por la construcción de la rampa metálica descubierta que, cuando llueve, respinga sobre la fachada. Así se observa e este punto el desarrollo de moho y limo.

FACHADA OESTE		DANOS ÀS PAREDES (ALVENARIA)		OCORRÊNCIA E SIMBOLOGIA	
		1. DESPLACAMENTO DO REBOCO			
		2. DESPLACAMENTO DO REBOCO C/ ALVENARIA EXPOSTA			
		3. MANCHAS DE AÇÃO DO FOGO			
		4. MANCHAS DE UMIDADE	X		
		5. BIODEGRADAÇÃO (FUNGOS E MICROALGAS)			
		6. VEGETAÇÃO	X		
		7. DEPÓSITOS ESCUROS (SUJIDADES)	X		
		8. EFLORESCÊNCIA (SALINIZAÇÃO)			
		9. FISSURAS SUPERFICIAIS (NÃO ESTRUTURAIS)	X		
		10. FISSURAS ESTRUTURAIS (FENDAS E TRINCAS)			
		11. INTERVENÇÃO COM CIMENTO/ARGAMASSA			
		12. VANDALISMO (GRAFITAGEM/ PICHAGEM)			
		13. CORROSÃO DAS ARMADURAS			
		DANOS ÀS CANTARIAS			
		1. ALVEOLIZAÇÃO			
		2. DESAGREGAÇÃO GRANULAR	X		
		3. PITTING	X		
		4. PERDA DE SEÇÃO/ LACUNAS	X		
		5. ESFOLIAÇÃO			
		6. CROSTA NEGRA			
		DANOS ÀS ESQUADRIAS			
		1. ATAQUE DE TÉRMITAS			
		2. MOFO/ BOLOR			
		3. DEGRADAÇÃO DA MADEIRA			

Figura 9. Ficha de Identificação de Danos de la Fachada Oeste da Igreja do Carmo. Fuente: Autores.

2.3 Elaboración del Mapa de Daños

Tinoco (2009) define mapa de daños como la representación gráfico-fotográfica, sinóptica, donde son ilustradas y discretizadas, rigurosa y minuciosamente, todas las manifestaciones de deterioro de la edificación de forma de poder sintetizar el resultado de las investigaciones sobre alteraciones estructurales y funcionales de los materiales, en las técnicas, en los sistemas y en los componentes constructivos.

El autor antes citado alerta el hecho de no confundirse el término mapa de daños con mapeo cartográfico de daños, pues el primero corresponde al documento ó conjuntos de documentos que ilustran el estado de conservación de la edificación y sobre una data específica. El mapeo cartográfico de los daños consiste en una fase de las inspecciones donde se hace el levantamiento, investigaciones y producciones de los datos para la elaboración del mapa de daños.

Así para la elaboración de dicho mapa de daños es imprescindible el levantamiento de informaciones sobre la edificación estudiada para que se entiendan mejor los problemas patológicos que pueden ser encontrados en la fase de levantamiento de daños. De esa forma, los métodos constructivos, o históricos de intervenciones y el entendimiento del área donde está ubicada la edificación son factores primordiales para el análisis de las manifestaciones patológicas.

Así con el apoyo de las Fichas de Identificación de Daños de cada fachada analizada (con la identificación de una simbología para cada daño encontrado), de los informes fotográficos y de las anotaciones sobre los datos históricos y materiales constructivos de la edificación en estudio, se procede a la elaboración del Mapa de Daños.

Las Figuras 10, 11, 12 y 13 presentan los mapas de daños producidos para las Fachadas Norte, Este, Sur y Oeste, respectivamente, de la Iglesia do Carmo.



Figura 10. Mapa de danos da fachada Norte da Igreja do Carmo. Fuente: Autores.

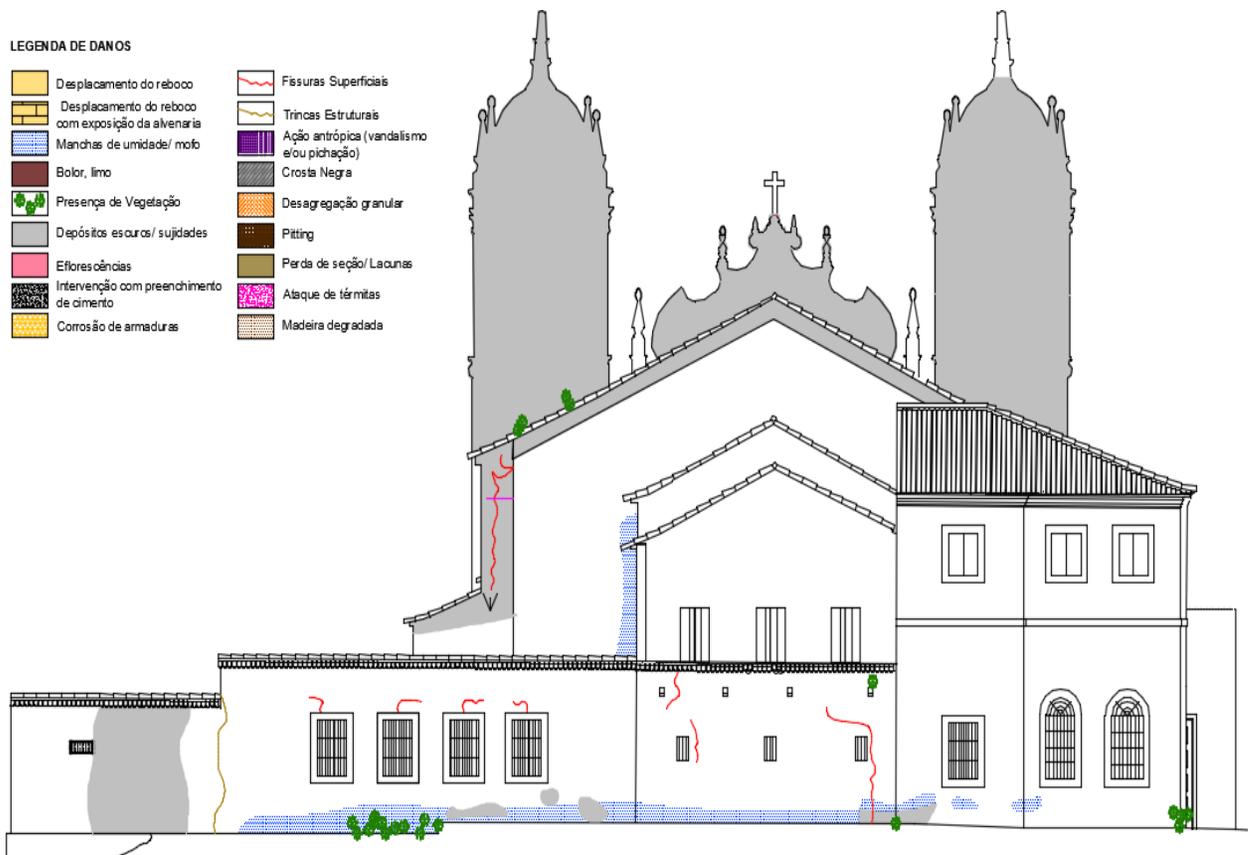


Figura 11. Mapa de danos da fachada Sur da Igreja do Carmo. Fuente: Autores.

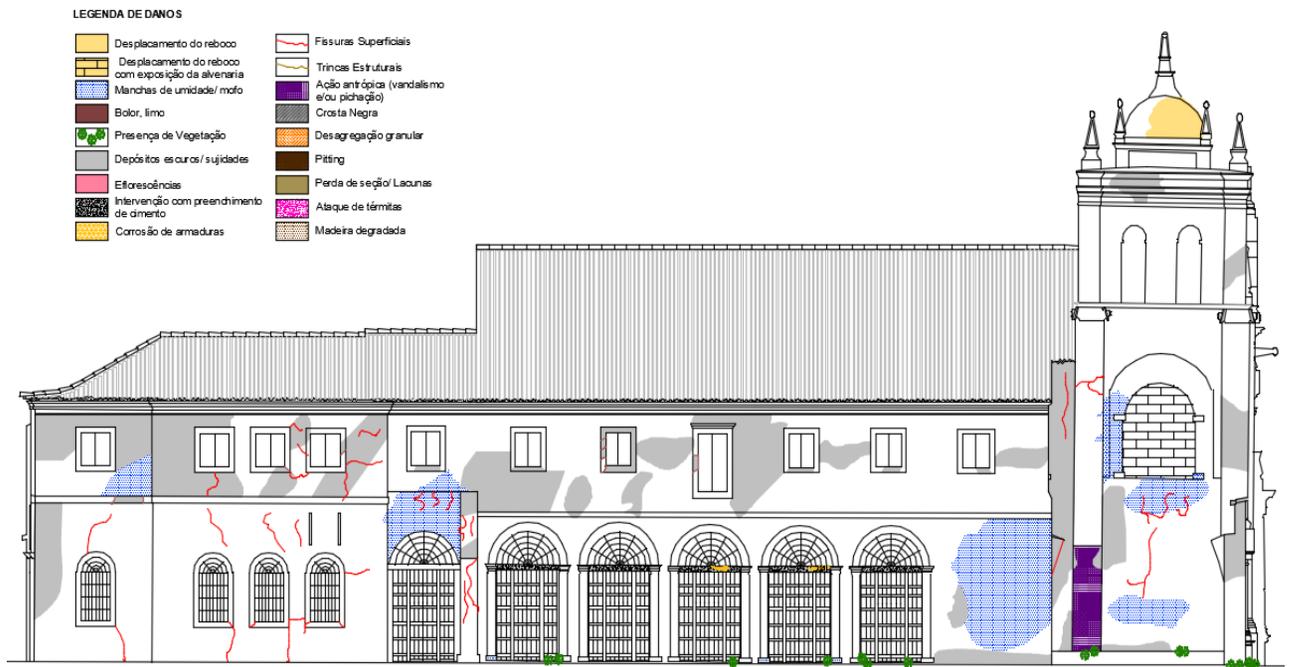


Figura 12. Mapa de daños de la fachada Este de la Iglesia do Carmo. Fuente: Autores.

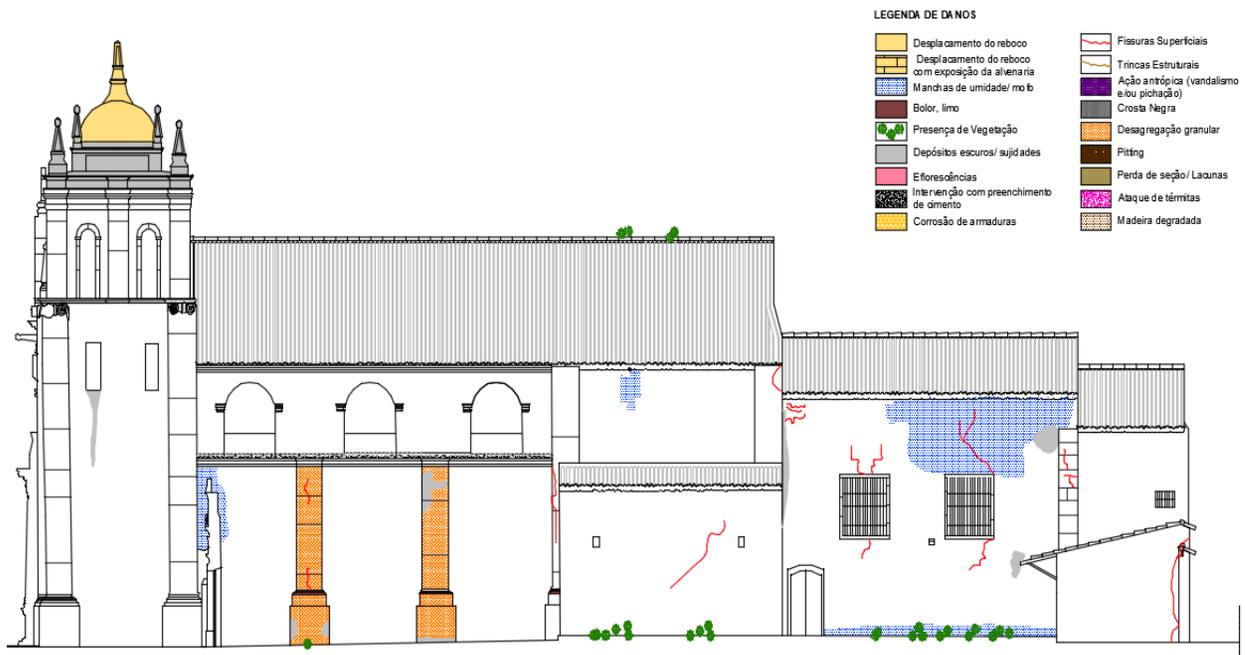


Figura 13. Mapa de daños de la fachada Oeste de la Iglesia do Carmo. Fuente: Autores.

Es importante resaltar que el mapa de daños presentado en la Figura 10 se apoyó en las informaciones obtenidas por el FID de la Figura 6, a la Figura 11, por su vez se consideraron las observaciones presentas del FID de la Figura 8, a la Figura 12 tuvo como base las informaciones del FID en la Figura 7 y el mapa de daños de la Figura 13 fué elaborado a partir de los datos contenidos en el FID de la Figura 9.

3. DISCUSIÓN

Se sabe que el análisis del origen de la manifestación patológica es crucial para que haya una conducta de intervención propia del problema encontrado a fin de que se haga una restauración a la estructura que garantice la no aparición de esta anomalía aumentando así la vida útil de la estructura.

Por ejemplo, en la Iglesia do Carmo se observó la ocurrencia de corrosión en la Fachada Este en el que hubo una intervención con concreto armado; posteriormente, al análisis de que el área esta ubicado próxima al mar ratifica la importancia del conocimiento del ambiente al cual la edificación está ubicada, una vez que la niebla salina puede potencializar el efecto de la corrosión.

De esa manera, el análisis de los condicionantes para el desarrollo de la anomalía es esencial para diagnosticar el problema. Preguntas como “¿por que aquella anomalía se manifestó en ese local?” deben ser hechas para que haya entendimiento del origen de las manifestaciones patológicas.

En ese sentido, la elaboración de Fichas de Identificación de Daños – FID colabora activamente en el análisis del problema patológico y al mismo tiempo constituye una herramienta fundamental para que se tenga registro documental de las visitas hechas y de las anomalías encontradas en la estructura de la Iglesia.

Aún sobre la FID, se percibe que es un modelo que puede ser aplicado no solamente para edificaciones históricas, pero también para construcciones de concreto que desencadenan problemas patológicos de forma precoz, bastando que en la elaboración de estas Fichas de Identificación de Daños sean considerados elementos estructurales (pilares, vigas, pisos, etc) y elementos de cierre (paredes, divisiones, paneles) o cualquier otro sistema constructivo a ser inspeccionado en la edificación.

Esta posibilidad de adecuación comprueba que la FID se presenta de forma ventajosa pues permite registrar y organizar los datos colectados en las inspecciones indicando el estado del daño del sistema inspeccionado, al momento exacto de la inspección posibilitando una mayor celeridad en los diagnósticos y soluciones propuestas.

Posterior a la elaboración de la FID, a creación de mapas de daños sirven para simplificar la visualización de cada manifestación patológica mostrando de forma sencilla y práctica la ubicación de los problemas y la dimensión de estas lesiones en las fachadas estudiadas.

Esto ayuda de forma significativa la determinación del mejor procedimiento de terapia para los problemas estudiados, así como permite identificar el mejor plano de ataque para la recuperación y/o restauración del bien analizado.

La investigación también induce identificar la necesidad e importancia de utilizar correctamente los materiales asociándolos al ambiente en el cual los mismos están ubicados. En estudios realizados, específicamente en la Iglesia do Carmo, se percibe que la mayoría de las manifestaciones patológicas verificadas podría haber sido evitada con el uso de materiales menos porosos y permeables.

A pesar de esta percepción, no se descarta que estas construcciones del período colonial eran, por lo general, rudimentarias y empíricas no considerando la acción degradante del hombre y del medio ambiente, sobre las transformaciones de la atmosfera urbana y principalmente el deterioro provocado por la acción del tiempo.

Así como observaciones de esta investigación, se verifica la dificultad de tratar con inmuebles de interés especial de preservación, teniendo en cuenta que las leyes y regulaciones necesarios para preservación del bien pueden intervenir significativamente sobre el mantenimiento de la edificación cuando son asociados a una gestión ineficiente de las herramientas de preservación

del patrimonio y de las técnicas de restauración inapropiadas para la conservación del inmueble patrimonio.

4. CONSIDERACIONES FINALES

Se reitera la importancia del mapa de daños y la ficha de identificación de daños como herramientas esenciales para el diagnóstico y terapia de las edificaciones históricas en la medida que los mismos representan registros documentales del estado de degradación de las construcciones.

Se destaca que esta metodología de inspección el registro de los problemas patológicos puede ser utilizada tanto en la preservación de bienes histórico como en la conservación de edificaciones recientemente construídas basta que los elementos constructivos considerados en las FID's sean alterados buscando representar las estructuras que fueron inspeccionadas y analizadas.

5. AGRADECIMIENTOS

Los autores quieren agradecer a la Escuela Politécnica de la Universidad de Pernambuco y al CAPES (Coordinación de Perfeccionamiento de personal de Nivel Superior) por el financiamiento de la investigación. Así como al Acervo Público de Olinda, al SEPAC (Secretaria de Patrimonio y Cultura de Olinda) al IPHAN (Instituto de Patrimonio Histórico y Artístico Nacional) por permitir y disponer el acceso a los datos e informaciones presentados en el histórico del templo estudiado.

6. REFERENCIAS

- Costa, L. G. G., Baisch, L. F. (2015). “*Cronidas: Propuesta de Padronización de Representación em Mapas de Danos*”. In: A Conservación do Patrimonio no Brasil Teoria e Prática: 1º Seminário da Rede Conservação_BR. Olinda: Centro de Estudios da Conservación Intergrada.
- Gusmao Filho, J. de A. (2001). “*A Ciudad Histórica de Olinda: Problemas e Soluções de Engenharia*”. Recife: Editora Universitária da Universidade Federal de Pernambuco. 193p.
- Mendes, F., Verissimo, F., Bittar, W. (2011). “*Arquitetura no Brasil: de Cabral a Dom Joao VI*”. Rio de Janeiro, Brasil: Imperial Novo Milenio. 232 p.
- Negri, A., Russo, J. (2008). “*Degrado dei material lapidei: Propuesta di simbologia gráfica*”. In: CARBONARA, Giovanni (ed.): Trattado di restauración architetonico. Secondo Aggiornamento. Grandi temi di Restauración, Utet: Torino.
- Oliveira, M. A. R. de, Ribeiro, E. S. (2015). “*Barroco e Rococó nas Igrejas de Recife e Olinda*”. Brasília, DF: Instituto do Patrimonio Histórico e Artístico Nacional (IPHAN). V. 2, 225p.
- Rieck, F. E., Souza, J. C. de (2007). “*Condições de Conservación e Patologias dos Bens Pétreos de Monumentos Históricos da Zona da Mata Pernambucana*”. In: III Congresso Brasileiro de Rocas Ornamentais, Natal, Rio Grande do Norte, Brasil. Nov, 2007. 108-118 p.
- Santos-Filho, P., Cunha, F. C. da (2008). “*Um dia em Olinda*”. Olinda, Brasil: Aerpa Editora. 164p.
- Tinoco, J. E. L. (2009). “*Mapa de Danos Recomendações Básicas. CECI: Centro de Estudios Avanzados da Conservación Integrada*”. Olinda, Brasil.

Verificación de carga en cortinas ancladas ubicadas en áreas de riesgo geotécnico en la ciudad de Río de Janeiro

A. X. Machado*¹, L. C. Mendes¹

*Autor de Contacto: alexandrexm2007@gmail.com

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i1.200>

Recepción: 21/06/2017 | Aceptación: 07/12/2017 | Publicación: 31/01/2018

RESUMEN

Este artículo tiene como objetivo la verificación y comportamiento de carga en tirantes de cortinas ancladas, ejecutadas para eliminar el riesgo geológico-geotécnico en cuevas de la ciudad de Río de Janeiro. Considerando el aumento de sobrecarga debido al crecimiento de construcciones aguas arriba de estas estructuras y el término de su vida útil, se realizó una simulación a través del sistema computacional Plaxis para estimar la carga en tirantes de 20 cortinas ancladas después de 50 años de ejecutadas y se comparó con los resultados obtenidos mediante ensayos de verificación residual de carga. Los resultados muestran que, a pesar de la simulación teórica que indica un aumento de carga en 50 años debido a una sobrecarga adicional, los tirantes tienden a perder carga incluso con un aumento de sobrecarga en las cortinas ancladas.

Palabras clave: cortina anclada; sobrecarga; durabilidad.

Citar como: A. X. Machado, L. C. Mendes (2018), “Verificación de carga en cortinas ancladas ubicadas en áreas de riesgo geotécnico en la ciudad de Río de Janeiro”, Revista ALCONPAT, 8 (1), pp. 64-78, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i1.200>

¹ Universidade Federal Fluminense, Brasil.

Información Legal

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

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

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

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

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el tercer número del año 2018, siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del segundo número del año 2018.

Load check on anchored curtains located in geotechnical hazard areas in the city of Rio de Janeiro

ABSTRACT

This article aims to investigate the load behavior on the tie rods of anchored curtain walls built to eliminate geological-geotechnical hazards on hillsides in the city of Rio de Janeiro. Taking into account increases in overload due to the growth in construction uphill of these structures and the end of their service lives, a simulation was conducted using the Plaxis computational system to estimate the loads on the tie rods of 20 anchored curtains after 50 years. Those results were compared with results obtained from residual load verification tests. The comparison shows that although the theoretical simulations indicate increases in loads over 50 years due to the additional overloads, the tie rods tend to lose load, even with increased overloads in the anchored curtains

Keywords: anchored curtain; overload; durability.

Verificação de carga em cortinas ancoradas localizadas em áreas de risco geotécnico na cidade do Rio de Janeiro

RESUMO

Este artigo tem como objetivo verificar o comportamento da carga em tirantes de cortinas ancoradas executadas para eliminação de risco geológico-geotécnico em encostas da cidade do Rio de Janeiro. Considerando o aumento de sobrecarga devido ao crescimento de construções a montante destas estruturas e o término de sua vida útil, realizou-se uma simulação através do sistema computacional Plaxis para estimar a carga em tirantes de 20 cortinas ancoradas após 50 anos executadas e comparou-se com os resultados obtidos por meio de ensaios de verificação residual de carga. Os resultados mostram que, apesar da simulação teórica indicar aumento de carga em 50 anos devido a sobrecarga adicional, os tirantes tendem a perder carga mesmo com acréscimo de sobrecarga nas cortinas ancoradas.

Palavras chave: cortina ancorada; sobrecarga; durabilidade.

1. INTRODUCCIÓN

La ciudad de Rio de Janeiro, conocida por las tragedias provocadas por el deslizamiento de taludes y por el relieve que se dibuja por el encuentro del mar con la montaña, ejecutó en los últimos 50 años, más de 11 mil intervenciones en taludes en diferentes puntos del municipio, siendo que aproximadamente 20% de esas obras de contención fueron ejecutadas en cortina anclada.

Este tipo de obra de contención de taludes se destaca como la más importante ejecutada en la ciudad a lo largo de los años, bien sea por la concepción estructural, o por el costo de inversión y mantenimiento. Se trata de una estructura de concreto armado, con geometría peculiar, compuesta por grandes paños verticales de losa, con armadura reforzada en la región de los apoyos (tirantes) y anclada en piso a través de elementos estructurales en acero.

En los taludes de la ciudad de Rio de Janeiro, donde se localiza la mayoría de esas obras de contención, ocurre el crecimiento de comunidades carentes y la construcción de inmuebles residenciales informales, cuya principal característica es la ausencia de patrón técnico adecuado, muchas veces sin urbanismo en su entorno y sin servicios públicos importantes, como aguas negras o aseo urbano.

Las aguas negras y el líquido proveniente de la basura no recolectada penetran no solo arrimado por las cortinas ancladas y se infiltran directamente sobre sus paredes, siendo en muchos casos perceptible su presencia al escurrir por los drenajes de la estructura.

Estas estructuras de concreto armado están sujetas al ataque agresivo de agentes presentes en las cloacas de inmuebles informales y del agua de la basura no recogida que provocan manifestaciones patológicas que disminuyen la vida útil de estas estructuras.

Hay necesidad de conocer, evaluar y clasificar el grado de agresividad del ambiente y conocer el concreto y la geometría de la estructura, estableciendo entonces la correspondencia entre ambos, es decir entre la agresividad del medio versus la durabilidad de la estructura de concreto. (HELENE, 1983).

En función de los crecientes problemas de degradación precoz observados en las estructuras, de las nuevas necesidades competitivas y de las exigencias de sustentabilidad en el sector de la Construcción Civil, se observa, en las últimas décadas, una tendencia mundial en el sentido de privilegiar los aspectos de proyecto volcados a la durabilidad y a la extensión de la vida útil de las estructuras de concreto armado y pretensado. (CLIFTON, 1993).

Según lo prescrito en la EN 206-1 2007, el tiempo de vida útil de proyecto para estructuras actuales y de al menos 50 años, siendo aplicable a estructuras de concreto armado de cortinas ancladas. Este indicador se hace útil para garantizar los niveles mínimos de desempeño.

Teniendo en cuenta el fin de la vida útil mínima de proyecto de aproximadamente 25% de las obras en cortina anclada ejecutadas en los taludes de la ciudad, se realizó un programa de inspecciones de estas estructuras que constató la gran presencia de manifestaciones patológicas que indican la reducción de la vida útil de las cortinas ancladas antes incluso del mínimo de 50 años luego de su ejecución.

Además de eso, muchas de esas estructuras presentaron pérdida ó incremento de carga de trabajo sobre los tirantes, valores que muchas veces son diferentes de la carga incorporada en la época de la ejecución de la estructura.

La variación de carga a lo largo del tiempo indica cambios en la distribución de los esfuerzos a lo largo de la pared estructural de la cortina, ocasionando el aumento de la fisuración de la superficie de concreto y la abertura para la entrada de agentes agresivos presentes en el suelo contaminado.

Los ensayos de verificación de carga residual en tirantes de cortinas ancladas deben ser ejecutados periódicamente a cada cinco años para la obtención de los valores residuales de cargas. A pesar de la NBR 5629 2006 (Ensayos de tirantes anclados en el terreno) especificar los procedimientos para verificación del desempeño de un tirante a través de cuatro ensayos (básico, de cualificación de recibimiento y de fluencia), este ensayo tiene la misma naturaleza de los ensayos anteriores, que es la colocación de carga en el tirante para que esté presente desempeño compatible con el determinado en proyecto.

El ensayo de verificación de carga residual en tirantes es importante en el mantenimiento de estructuras de contención en cortina anclada y es realizado en 15% a 20% de sus tirantes. Por tanto, la distribución de este ensayo, además de ser aleatorio, puede aumentar según los resultados de los ensayos iniciales que demuestren la pérdida de carga de tirantes de una determinada región de la estructura.

Además de los ensayos prácticos para la evaluación del comportamiento de la carga de los tirantes a lo largo del tiempo, fueron realizados ensayos teóricos de los tirantes con el uso de una herramienta computacional denominada Plaxis, que permite simular a lo largo de los años el incremento de sobrecarga debido al incremento de inmuebles sobre la cortina anclada. Las estructuras de concreto armado de las obras de contención de ladera localizadas en la ciudad de Rio de Janeiro precisan de una evaluación de la previsión de las cargas a que estarán sujetos los tirantes, pues los incrementos de sobrecarga provocan deformaciones y grietas en las estructuras

de concreto, principal entrada de agentes agresivos como el ácido sulfúrico proveniente de las cloacas de los inmuebles sobre la pantalla que penetran a la estructura.

El objetivo de la investigación, relacionado al estudio de manifestaciones patológicas en consecuencia del proceso de fisuración de las estructuras, consiste en analizar si las cargas de los tirantes de obras de contención en cortina anclada se comportan como lo previsto en la simulación computacional debido al crecimiento de los inmuebles informales sobre estas estructuras.

2. OBRAS DE CONTENCIÓN DE LADERA EN CORTINA ANCLADA EN LA CIUDAD DE RIO DE JANEIRO

La ciudad de Rio de Janeiro es conocida mundialmente por sus bellezas naturales y caracterizada principalmente por su geomorfología particular compuesta por macizos montañosos, recubiertos por vegetación de la mata atlántica y cercanos al mar.

El principal de ellos es el macizo de Tijuca, que envuelve las regiones de la Zona Sur, Norte y Centro de la ciudad, presenta la mayor densidad ocupacional y ha sido ocupada desde hace más de cien años por construcciones informales, desde el surgimiento del primer barrio popular de favela de Brasil, en cerro de la Providencia, en el centro da Ciudad, em 1897.

El nombre favela se debe al hecho de los primeros habitantes de Providencia llamar el lugar de "cerro de la favela". Era una referencia a un cerro del mismo nombre que existía en Canudos, recubierto por un arbusto rastrero también llamado "favela". Con el pasar de los años, la palabra se convirtió en sinónimo de una triste realidad habitacional.

Los habitantes que no se pueden alejar del centro de la ciudad y de la mayor concentración de ofertas de trabajo, busca otras formas de mantenerse en el centro, surgiendo, entonces las primeras favelas de la ciudad. El desarrollo urbano y la falta de movilidad de las personas de bajos recursos hace que se haga fundamental permanecer cercano a las áreas centrales, independientemente de las condiciones de habitación existentes. (ABREU, 1988).

El alto índice de desempleo, el crecimiento de la informalidad, la especulación inmobiliaria, la falta de política habitacional para los habitantes de bajos recursos y un sistema de transporte colectivo precario son apenas algunos ejemplos de los motivos para el crecimiento de los barrios en el municipio de Rio de Janeiro.

Datos divulgados por el Censo IBGE del año de 2010 estiman que actualmente, 20% de la población de la ciudad viven en barrios, es decir que son 1.393.314 de personas que residen en 763 barrios del municipio, siendo aproximadamente un millón vive en taludes o laderas situadas en áreas de riesgo, con alta probabilidad de ser afectados por movimientos de masa (deslizamientos, caídas, rodamientos) envolviendo suelo, roca, vegetación basura y escombros.

Los deslizamientos en taludes de la ciudad de Rio de Janeiro son un fenómeno cíclico que trae enormes pérdidas económicas y sociales, como el bloqueo de vías y la destrucción de casas populares, que dejan a personas damnificadas y em muchos casos llevan a pérdida de vidas.

Por tanto, la cuestión de la previsión de la ocurrencia de los deslizamientos y otros accidentes geotécnicos han tomado importancia en la literatura geomorfológica y geotécnica de la historia de la ciudad. En la Figura 1 se pueden ver los mapas de susceptibilidad al deslizamiento de cuatro comunidades de la ciudad de Rio de Janeiro.

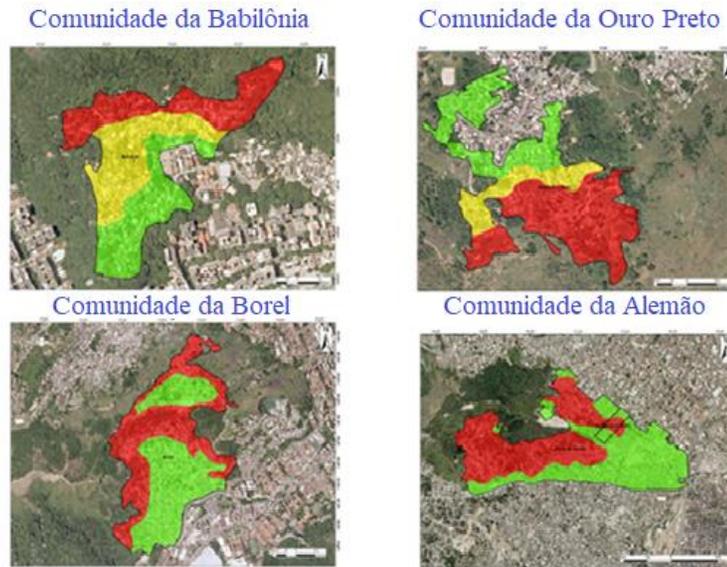


Figura 1. Susceptibilidad al deslizamiento en áreas de riesgo. Rio de Janeiro, Brasil (GEO-RIO 2014)

Hay varias concepciones para los problemas de deslizamiento y formas de investigación, y la mayor parte de las metodologías propuestas visa hacia la definición de áreas críticas a deslizamientos, es decir las áreas de mayor susceptibilidad a la ocurrencia del proceso.

El accidente se refiere al hecho ya ocurrido, donde fueron registrados consecuencias de daños sociales y/o económicas (pérdidas y daños). Ya el riesgo representa la posibilidad o probabilidad de ocurrencia de algún daño a una población (personas, estructuras físicas, sistemas productivos) o un segmento de esta. Es una condición potencial de ocurrencia de un accidente (AUGUSTO FILHO et al. 1990a). La realización de obras de contención de ladera en comunidades carentes atiende a las políticas públicas de mitigación de riesgo en taludes, urbanización y la mejora de la accesibilidad y movilidad de los habitantes. La Figura 2 presenta una vista frontal de la cortina anclada ejecutada en la Comunidad del Barro Preto del Barrio Méier, en Rio de Janeiro.



Figura **¡Error! No hay texto con el estilo especificado en el documento.** Vista de una cortina anclada en área de riesgo geotécnico: (Autor)

Esta solución geotécnica se constituye en la solución técnica más adecuada, cuando se procura contener los elevados esfuerzos horizontales productos de excavaciones de grandes alturas, con un mínimo de desplazamientos del macizo de suelo y de las estructuras localizadas en los alrededores. La ejecución de cortinas ancladas, a pesar de antiguo, es uno de los métodos más modernos de contención, usando tirantes pretensados y pernos para dar sustento al terreno. Su principal ventaja es la posibilidad de aplicación sin necesidad de cortar nada además de lo necesario. Por esa solución geotécnica es posible vencer cualquier altura y situación, por tanto, hay desventajas, como el alto costo de implementación debido a la demora en su ejecución.

3. APLICACIÓN DE LA HERRAMIENTA COMPUTACIONAL PLAXIS AL CASO DE CORTINAS EXISTENTES

El modelaje numérico de elementos finitos se convirtió, con el desarrollo computacional, una herramienta analítica poderosa y muy utilizada en el medio geotécnico para análisis de estructuras de contención. Esta satisfacción mejora el modelaje de las estructuras de contención, pues permite analizar tanto la secuencia de construcción como su comportamiento a lo largo del tiempo, incluyendo los efectos de sobrecarga adicionales sobre la estructura y sobre los tirantes anclados al terreno, objeto de estudio de este trabajo. el análisis de una estructura por elementos finitos es un método numérico bastante utilizado, con uso indispensable de softwares, para resolver problemas de ingeniería.

Según Lopes (1995), entre los métodos numéricos utilizados en Ingeniería Civil, el Método de los Elementos Finitos es el más usado en geotecnia por la facilidad de tratar con problemas heterogéneos y no lineales (elasticidad no lineal y plasticidad) y dependientes del tiempo (viscosidad y densidad).

En el análisis de tensión-deformación del suelo, se puede obtener el FS (factor de seguridad) a través de los parámetros de resistencia del suelo o de las cargas de trabajos que están envueltas en el problema en cuestión, es decir, el FS puede ser estimado por el MEF en la simulación de la ruptura de servicio que se caracteriza por la plasticidad del suelo.

El FS es evaluado en función de la reducción de los parámetros de resistencia del suelo, dividiéndose los parámetros reales por un valor estimado y con esto, se calculan cuanto de la resistencia del suelo está siendo movilizada, siendo entonces obtenidos los valores de c^* e Φ^* conforme lo que sigue:

$$C^* = \frac{c}{M} \quad (1)$$

$$\tan \Phi^* = \frac{\tan \Phi}{M} \quad (2)$$

donde:

c - Cohesión del suelo;

c^* - Cohesión reducida por el FS a ser usada en la simulación;

Φ - Angulo de roce del suelo;

Φ^* - Angulo de roce del suelo reducido por el FS a ser usada en la simulación;

M - Valor para reducción de los parámetros de resistencia

El FS (factor de seguridad) será de estabilidad global del modelo cuando se desee que el suelo sea llevado a ruptura inminente, es decir a su plastificación. Ello ocurrirá cuando el FS sea igual a 1 o cuando se dividan las cargas de trabajo del sistema por un valor estimado, en ambos casos siempre se evalúa cuanto de la resistencia está siendo movilizadora.

El modelaje por elementos finitos envuelve la definición y la manipulación de la geometría, especificación del material y sus propiedades, generación de la malla de elementos finitos y definición de las cargas y desplazamientos que serán aplicados al componente y su representación esquemática puede ser vista en la Figura 3.

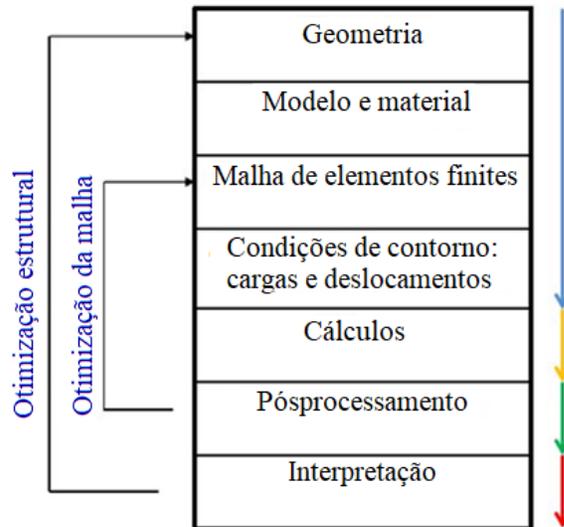


Figura 3. Representación esquemática del análisis por elementos finitos (Tschiptschin, 2011).

Son utilizados cuatro procedimientos básicos en la resolución de problemas de ingeniería geotécnica con el Método de Elementos Finitos, a saber: la discretización del medio continuo, la selección del modelo de desplazamientos, el cálculo de la matriz de rigidez y el cálculo de las incógnitas del problema. En esta primera etapa, el medio continuo o dominio del problema es dividido en subdominios denominados elementos finitos, conectados en un número finito de puntos nodales o simplemente nodos.

La discretización del medio continuo se da cuando este es dividido mediante líneas y superficies imaginarias, que resulta en el número finito de elementos bidimensionales y que, en este trabajo, se verificó suficientemente para el análisis.

Posteriormente para la selección del modelo de desplazamientos, se usa un conjunto de funciones polinomiales, es decir, aquellas funciones compuestas por un polinomio que define el campo de desplazamientos en función de los desplazamientos nodales de cada elemento.

El cálculo de la matriz de rigidez que es una función de interpolación permite relacionar el valor de la variable del problema a ser solucionado en los nodos de cada elemento con su geometría y propiedad, generando un sistema de ecuaciones de forma matricial.

Las barras de la armadura de una obra de contención de ladera deben absorber los esfuerzos de tracción y de compresión que surgen principalmente en parámetros verticales de cortinas ancladas, que son dimensionadas para resistir no solo la flexión como el esfuerzo de punzonado en la región de los tirantes.

El modelo de cálculo es un modelo geométrico bidimensional con las dimensiones de largo y altura. Líneas auxiliares son usadas para simular la excavación de la estructura. Los apoyos en la base son fijos y en las laterales móviles para permitir los desplazamientos laterales.

Se recomienda, para el buen desarrollo del modelaje de la cortina, que sean cumplidas las condiciones del estado plano de deformación. En este caso la rigidez axial (EA) y la rigidez a la flexión (EI) son determinados a través de las ecuaciones 3, 4 y 5, respectivamente, donde E_{eq} es el módulo de elasticidad y e el espesor de la cortina.

$$EI = \frac{E_{eq} e^3}{12} \quad (3)$$

$$EI = E_{eq} e \quad (4)$$

$$EA = E \quad (5)$$

En el modelaje del anclaje de la cortina son observados diferentes elementos y divididos en trechos libre y anclado. Entre el tramo libre y el suelo, la tensión de cizalla movilizada es ignorada y los elementos de amortiguamiento conectan la cortina al bulbo anclado.

El tramo anclado genera tensiones en estado tridimensional en el macizo y tiene un modelaje menos satisfactorio que el de la cortina, pues ésta se aproxima de en estado plano de deformación, ya que la dimensión utilizada es bidimensional.

Por ser bidimensional el modelaje, las deformaciones del suelo que ocurren entre las líneas de anclaje, en la dirección normal al modelo presentado, son completamente ignorados y deben ser observados cuidadosamente tales como: la entrada de datos; especificación de los parámetros del suelo y de los materiales; espaciamiento de los tirantes, incluyendo la división de la fuerza aplicada sobre los tirantes en esta medida.

El tramo libre de anclaje es modelado por un elemento elasto-plástico designado en el Plaxis de “node-to-node anchor element”, una vez que la pretensión es aplicada en ese elemento.

El bulbo de anclaje es modelado por un elemento por metro teniendo apenas rigidez axial, designado en Plaxis por “geogrid”. Esos elementos están sujetos apenas a tracción, siendo así, son caracterizados por la rigidez axial EA.

Según BEIJINHA (2009), el comportamiento de la cortina puede ser aproximado de modo realista a un estado plano de deformación y los anclajes por generar un estado tridimensional de tensiones al macizo, no son representadas de manera satisfactoria en el Plaxis 2D.

Los modelajes realizados con las 20 cortinas ancladas verifican el comportamiento del suelo en relación con la resistencia al cizallamiento y su plastificación en la época de la ejecución de la estructura y en su proyección luego de 50 años de vida útil. En las Figuras 4 y 5, la cortina anclada no presenta diferencia de puntos de plastificación y resistencia al cizallamiento del suelo arrimado a lo largo de 50 años de vida útil de la estructura. Eso se debe al hecho de que la cortina posee tres líneas de tirantes que proporcionan a la estructura una menor variación de esfuerzos sobre la estructura del suelo.

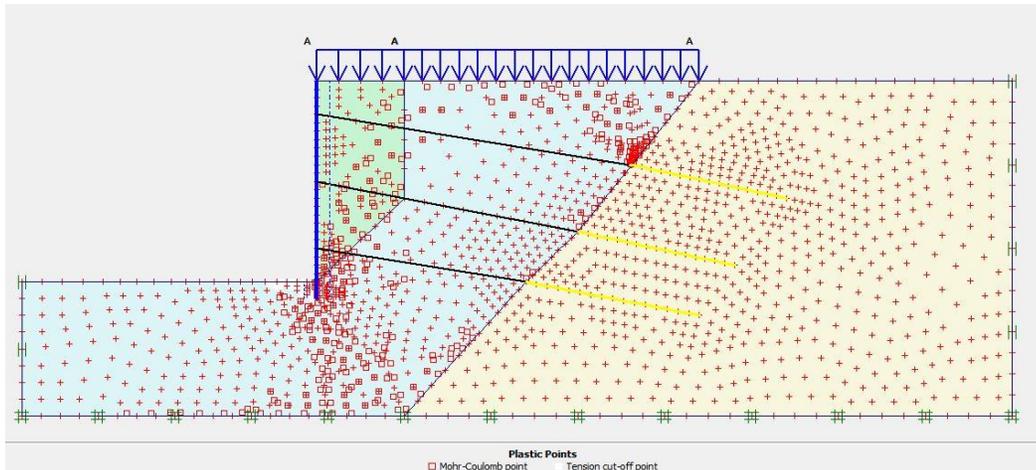


Figura 4. Plasticidad inicial del suelo (Plaxis).

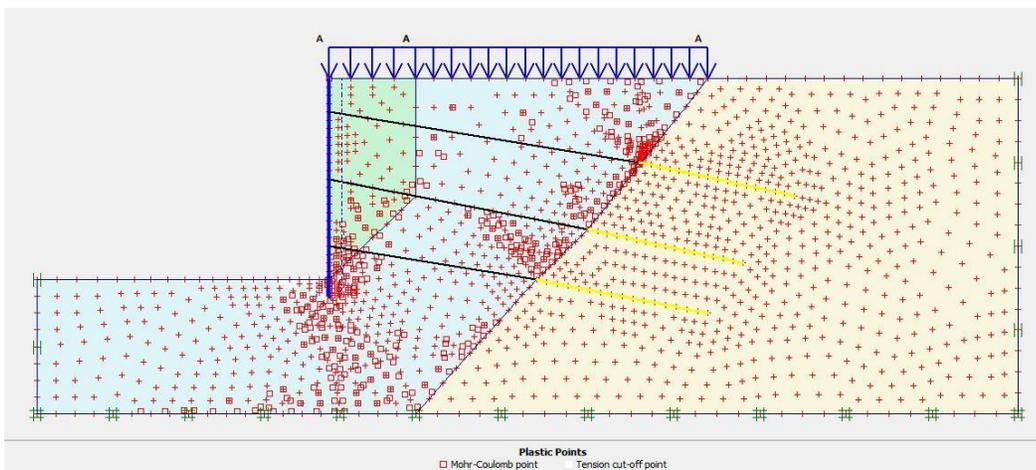


Figura 5. Plasticidad luego de 50 años del suelo.

Las deformaciones del suelo o desplazamientos (ver Figura 6), que pueden ocurrir entre las líneas de anclaje, en la dirección normal al plano del problema, son ignoradas por la situación bidimensional, por esa razón a fuerza real aplicada en los tirantes es dividida por el espaciamiento entre los tirantes en la dirección normal.

La verificación de los puntos de plastificación y resistencia al cizallamiento del suelo arrimado de la cortina anclada, a lo largo del tiempo, permite ver si existen alteraciones del comportamiento del suelo cuanto al incremento de sobrecarga adicional y los puntos de mayor vulnerabilidad próximos a la cortina donde existe la tendencia a la ruptura del suelo.

Con el incremento de la sobrecarga a lo largo del tiempo, ocurre una segunda plastificación en el trecho inferior del panel de la cortina anclada, ocurriendo pequeños cambios en las zonas de plastificación del suelo arrimado, siendo constatado que no existe plastificación del suelo en el trecho superior del panel

La región próxima al apoyo de la cortina y de la primera línea de tirantes, que coincide con el desplazamiento que la cortina sufre con el aumento de sobrecarga a lo largo del tiempo y la segunda se trata de un rango próximo a la transición entre el trecho libre y el trecho anclado del tirante, indican una zona de esfuerzos en el suelo

A pesar del modelaje por el MEF del programa computacional Plaxis 8.2 tomar en consideración algunas características particulares del suelo, como su naturaleza dilatante, la determinación del límite entre la zona de plastificación y de elasticidad del suelo pueden ser consideradas ausentes.

Para el análisis del comportamiento del suelo en problemas de geotécnica se acostumbra a adoptar de forma implícita que, para las regiones de comportamiento elástico, el suelo es analizado por un modelo elástico-lineal, como lo que permite la verificación de recalces inmediatos de una fundación, es decir la distribución de tensiones relacionada a las deformaciones que ocurren en el suelo.

Para la región plastificada del suelo, se observa el modelo rígido plástico con los parámetros de resistencia como cohesión y ángulo de roce del suelo, que son relacionados a su estabilidad y a la ruptura, es decir se evalúa cuanto el suelo está en proceso de fluencia.

Por tanto, el comportamiento elástico del suelo y el comportamiento plástico no varían con el incremento de sobrecarga a lo largo del tiempo y a pesar de no poderse determinar la zona límite entre los dos comportamientos del suelo se concluyó que esta tampoco sufre alteraciones significativas.

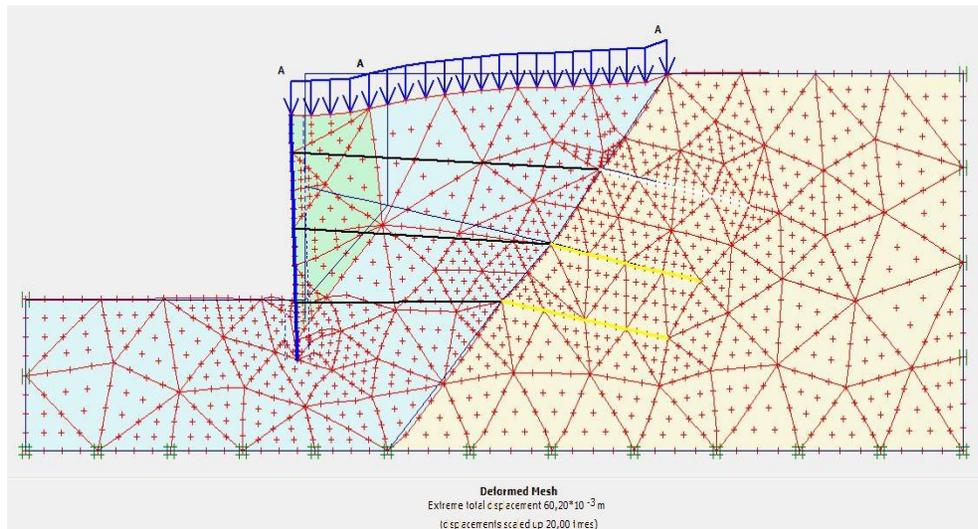


Figura 6. Desplazamiento luego de 50 años de la cortina anclada (Plaxis).

Estas observaciones son importantes para saber en qué punto el incremento de sobrecarga influye en cambios significativos en el suelo y como este puede reaccionar sobre el panel de concreto armado en cortina.

El suelo, a lo largo del tiempo, tiende a acomodarse y a reajustarse la distribución de las partículas de los granos y los vacíos ocupados por agua, volviéndose un material consolidado y aumentando su resistencia.

4. COMPARACIÓN DE DATOS TEÓRICOS CON DATOS PRÁCTICOS DE ENSAYOS DE VERIFICACIÓN DE CARGA

Inicialmente, fue desarrollado el análisis del comportamiento estructural de 20 cortinas ancladas, ejecutadas en Rio de Janeiro, en cuanto a los efectos de las solicitaciones de sobrecarga debido a los esfuerzos adicionales al final de la vida útil de proyecto, estimada en 50 años, según lo previsto en la EN 206-1 2007.

A lo largo del tiempo, estas estructuras de contención de ladera en cortina anclada sufren incremento de sobrecarga, no previsto en proyecto, sobre el talud arrimado, debido al crecimiento de las construcciones informales las áreas de alto riesgo geológico-geotécnico es donde se localiza la mayoría de las cortinas que forman parte del alcance de este análisis.

Se sabe que los fenómenos de alteración de cargas, originalmente previstos en proyectos, pueden comprometer el desempeño estructural y la vida útil del proyecto de la estructura, principalmente

debido al cuadro de fisuras, que una estructura de geometría plana y delgada de una cortina anclada puede presentar, se fuese comparada con otras estructuras de concreto armado, como pilares, vigas y losas más robustas.

Si son excesivamente desarrolladas a lo largo del tiempo, esas fisuras permitirán la entrada de agentes agresivos provenientes de las cloacas de construcciones informales sobre la estructura de contención, ejecutadas en comunidades carentes, atacando la armadura y la estructura de concreto. Para la realización de la simulación numérica, fueron utilizados como parámetros las dimensiones y la rigidez de la cortina, la separación vertical y horizontal, el largo y la carga de los tirantes, las características del suelo de anclaje del bulbo y la fundación, así como las demás características pertinentes, conforme a la especificación de los proyectos de las estructuras de contención de ladera utilizados por la Fundación GEO-RIO.

Por tanto, para simplificar el modelo y por la indisponibilidad de informes de sondeo para cada cortina ejecutada, fue incorporado en el modelaje el comportamiento de los suelos por el modelo Mohr-Coulomb, que se aproxima al comportamiento de suelo en general.

Las propiedades de los materiales son incorporadas para que el modelo pueda ser un parámetro más próximo de la realidad para cada caso real estudiado.

Otro parámetro importante del análisis de los casos es la dificultad de obtener el levantamiento de inmuebles informales sobre las cortinas ancladas ó registro de los habitantes, sea por la rotatividad de los mismos o por la dinámica de la construcción de viviendas, siendo establecido un patrón promedio constructivo que implica una sobrecarga de 40kN/m^2 . La Tabla 1 presenta los parámetros geotécnicos de las capas de suelo y del relleno para cada cortina anclada utilizados en el modelaje numérico.

Tabla 1. Datos geotécnicos de los suelos arrimados (GEO-RIO 2010).

Parámetro	Símbolo	Unidad	Retrorelleno	Capa 1	Capa 2
Modelo	-	-	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb	Jointed Rock
Comportamiento	-	-	Drenado	Drenado	Drenado
Trecho	-	-	Libre	Libre	Anclado
Peso específico seco	γ_d	kN/m^3	17	16	20
Peso específico natural	γ	kN/m^3	20	18	20
Permeabilidad horizontal	K_h	m/día	1	1	1
Permeabilidad vertical	K_v	m/día	1	1	1
Módulo de Young	E_{50}	k/Pa	1,300E+04	1,000E+04	1,139E+05

Los parámetros de propiedades de los materiales para modelaje de cortina de concreto armado son vistos en la Tabla 2. Estos representan los parámetros utilizados en especificaciones para modelaje de proyectos de cortinas ancladas en la Fundación GEO-RIO.

La homogeneización de los parámetros de los materiales solo fue posible por tratarse de estructuras construidas a lo largo de décadas con las mismas especificaciones técnicas y procesos de ejecución elaborados por la dirección de proyectos de la Fundación GEO-RIO. Por lo tanto, las cortinas fueron proyectadas y construidas con los mismos procedimientos en locales diferentes en taludes de la ciudad de Rio de Janeiro, cambiando solamente sus características geométricas.

Tabla 2. Propiedades de los materiales de la cortina anclada

Parámetros	Símbolo	Valor	Unidad
Comportamiento	-	Elástico	-
Resistencia normal	EA	2.10^5	kN
Espacio al plano	L_s	2,00 a 3,50	m
Carga de trabajo	CT	160 a 200	kN
Fuerza máxima	F_{max}	1.10^{15}	kN

En la Tabla 3 se presenta la carga de trabajo, espacio al plano y la fuerza máxima de los tirantes, según lo adoptado por la GEO-RIO.

Tabla 3. Carga de trabajo de los tirantes de las cortinas ancladas (GEO-RIO 2010).

Parámetros	Símbolo	Valor	Unidad
Comportamiento	-	Elástico	-
Rigidez axial	EA	12.10^6	kN/m
Rigidez a flexión	EI	$0,12.10^6$	kNm^2/m
Espesor	d	0,25	m
Peso	w	6	kN/m/m
Coefficiente de Poisson	v	0,15	-

Posteriormente al realizar el modelaje del sistema computacional Plaxis 8.2 de 20 cortinas ancladas con el mismo patrón de ejecución, pero con geometrías diferentes, fue realizada la comparación de los resultados de ensayo de verificación de carga con los resultados de las modelos para la observación de carga de los tirantes posteriormente el incremento de sobrecarga a lo largo de 50 años.

En cada cortina anclada fue realizado el ensayo de verificación residual de carga, por una muestra de hasta 20% de los tirantes existentes, escogidos de forma aleatoria, pero con la premisa de tener por el menos un tirante por línea.

Fueron realizados, en los últimos cinco años, por el programa de recuperación estructural de la dirección de obras de la GEO-RIO, 229 ensayos de verificación residual de carga (EVRC) en 20 cortinas ancladas.

La ejecución del EVRC puede ser vista en la Figura 7, siendo realizado la época de la recuperación estructural de la obra de contención de ladera, ya con las sobrecargas adicionales a lo largo del tiempo posteriormente a los 50 años de ejecución.



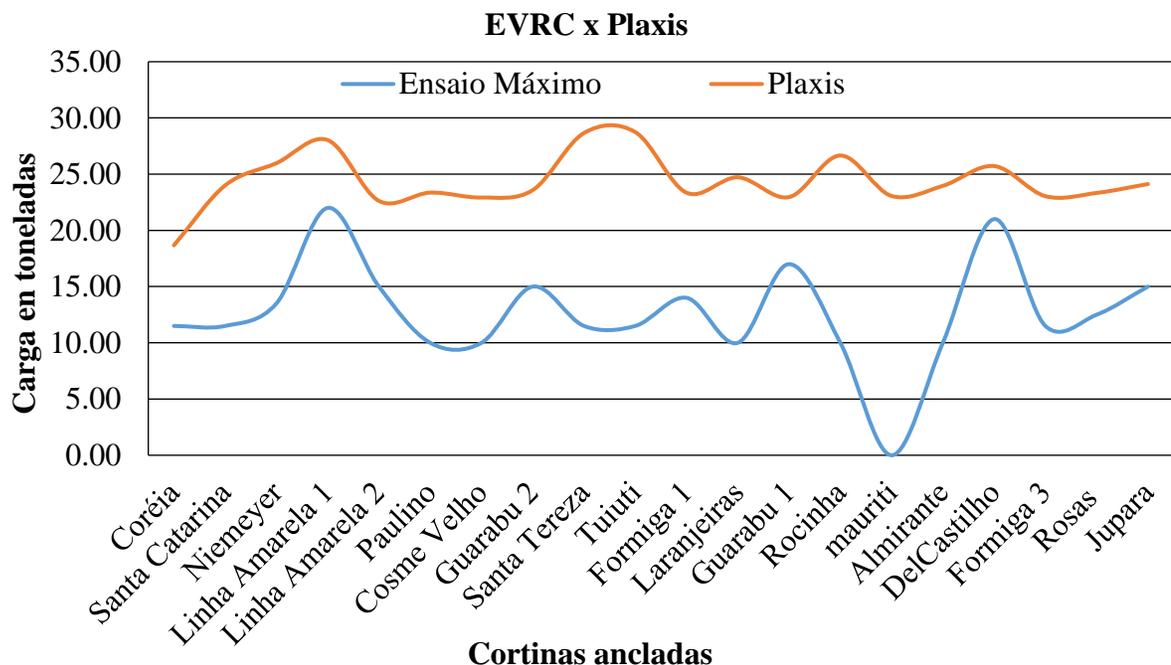
Figura 7. Ensayo de verificación residual de carga en andamento.

En el gráfico de la Figura 8 (línea en azul) están los resultados máximos de los EVRC para cada una de las 20 cortinas ancladas inspeccionadas a lo largo de un período de 5 años. Para la obtención de un valor de carga residual más conservador fue considerada la mayor carga residual en toneladas para cada cortina anclada.

El valor máximo obtenido de carga residual de los tirantes fue de 22 toneladas en la cortina localizada próxima a la Línea Amarilla, del suburbio de Rio de Janeiro, y el menor valor de Cero toneladas en la cortina de la calle Mauriti, de la Urbanización de Santa Teresa.

Los resultados de la simulación del valor de carga residual en tirantes posteriormente a 50 años de ejecución de las mismas cortinas ancladas pueden ser observados en la Figura 8 (línea azul). Los valores de carga residual a lo largo del tiempo varían de un valor máximo de 28 toneladas para dos cortinas localizadas en Santa Tereza y en la comunidad de Tuiuti a un valor mínimo de 18 toneladas para una cortina localizada en la comunidad de Coréia.

Figura 8. Gráfico de resultados de EVC x Plaxis (Autor).



Se puede observar que las dos líneas que representan los ensayos simulados en el sistema computacional Plaxis (línea Azul) y la del ensayo de verificación residual de carga (línea en rojo) no se encuentran en ninguna de las 20 cortinas ancladas observadas a lo largo de un período de cinco años de esta investigación.

5. CONCLUSIONES

Las obras de contención de taludes, en cortina anclada, son estructuras de concreto armado con vida útil estimada de 50 años y que son compuestas básicamente por un panel de concreto armado con fundación en estacas, anclado al terreno por medio de tirantes de acero pretensado y que soportan las cargas verticales de esos taludes arrimados.

Utilizadas como principal solución para mitigación de riesgo geológico-geotécnico en la ciudad de Rio de Janeiro a lo largo de 50 años, desde la creación de GEO-RIO, con aproximadamente 2.200 obras ejecutadas, estas estructuras necesitan una atención especial en cuanto al mantenimiento y las intervenciones para el restablecimiento y extendido de la vida útil de proyecto. Observándose que el crecimiento descontrolado de inmuebles informales Le suma al entorno de estas obras de contención, puede decirse que surge además de sobrecargas adicionales, a la contaminación del suelo arrimado con agentes agresivos, como el ácido sulfúrico, altamente corrosivo para el acero de las armaduras.

Posteriormente al comparar los resultados de estos ensayos prácticos con los ensayos teóricos desarrollados por medio de la herramienta computacional Plaxis 8.2 2D (Figura 8), se constató que los resultados de los ensayos de verificación residual de carga no presentan aumento de carga a lo largo del tiempo.

Ya los ensayos teóricos, es decir, los resultados de carga teóricos del modelaje computacional presentan resultados superiores a los resultados de los ensayos de verificación residual de carga (EVRC) de los tirantes anclados, indicando que el programa Plaxis no consigue percibir el fenómeno de pérdida de carga de estos a lo largo del tiempo.

Se concluyó que la herramienta computacional Plaxis 8.2 2D no lleva en consideración, en su análisis, las pérdidas de carga de pretensión de los tirantes debido al fenómeno de relajación y la consolidación del terreno arrimado a lo largo del tiempo si se compara la proyección de carga residual futura a que los tirantes estarán sometidos posteriormente a la vida útil de 50 años.

Se recomienda al que desarrolle la herramienta de análisis geotécnica y estructural computacional Plaxis 2D la revisión del modelaje de estructuras de cortina anclada en cuanto al desarrollo a lo largo del tiempo de las cargas de tirantes anclados al terreno debido al incremento de sobrecarga del talud arrimado considerado en el modelo propuesto.

Se concluye que las estructuras de concreto armado de las cortinas ancladas pueden presentar, a lo largo de su vida útil, un aumento de fisuras superficiales en el concreto debido a la variación da carga residual a lo largo del tiempo.

Este aumento del cuadro de fisuras permitirá el acceso al interior de la masa de concreto armado de agentes agresivos en caso de que la estructura este sujeto a un medio ambiente agresivo, lo que puede provocar un aumento de las manifestaciones patológicas a lo largo de la vida útil.

6. REFERENCIAS

- Abreu, M. (1988), "*Evolução Urbana do Rio de Janeiro*". IPLANRIO. Rio de Janeiro: Ed. Jorge Zahar, 1988.
- Amaral, C. P. (1996) "*Escorregamentos no Rio de Janeiro: inventário, condicionantes e redução do risco*". Tese de Doutorado, Eng. Civil, PUC-Rio.

- Andrade, T. (2005), "*Tópicos Sobre Durabilidad do Concreto*". In: ISAIA, Geraldo Cechella. (Ed) *Concreto: Ensino, Investigación e Realizações*. São Paulo: Editora Ibracon, V1. Cap. 25, p. 753-754, 761,762.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014), "*Proyecto de Estructuras de Concreto – Procedimento, NBR – 6118*". ABNT, Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2006), "*Ejecución de tirantes anclados no terreno – NBR 5629*". Rio de Janeiro.
- Augusto Filho, O., Cerri, L. E. S., Amenomori, C. J. (1990a), "*Riesgos Geológicos: Aspectos Conceituais*". In: Simpósio Latino-Americano Sobre Riesgo Geológico Urbano, 1, São Paulo, 1990. Anais... São Paulo: ABGE, pp. 334-341.
- Bejinha, A. M. D. (2009), "*Estructuras de Contención Ancladas Sujetas a Ação Sísmica – Análisis de Comportamiento*". Instituto Superior Técnico – Universidade Técnica de Lisboa.
- Brinkgreve, R. B. J. (2002), "*Finite Element code for Soil and Rock Analyses – Plaxis – 2D user's manual*". Rotterdam, Netherlands, Balkema.
- Brinkgreve, R. B. J. (2017), "*Plaxis – 2D manuals*". Rotterdam, Netherlands, Balkema.
- Censo do IBGE: <https://censo2010.ibge.gov.br/materiales.html>
- Clifton, James R. (1993), "*Predicting the Service Life of Concrete*". ACI Materials Journal, v. 90, n. 6, p. 611-16.
- Durval, R. (1992), "*La Durabilité des armatures et du béton d'enrobage*". Paris: Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, p. 173-225
- European Committee for Standardization (CEN). "*Betão: Parte 1 – Especificação, desempenho, produção e conformidade*". EN 206-1, Portugal, 2007.
- Farah, F. 2003, "*Habitación e Taludes*". Coleção Habitar/Finep. São Paulo/SP.
- Figueiredo, Enio P., Helene, P. R. L. (1994), "*Assí caminha a corrosão*". Revista Técnica, v. 2, n. 10, p. 28-33, mai. /jun. 1994.
- Georio (2014), "*Manual Técnico de Taludes*". Volumes 1,2,3 e 4, 2ª edição, Rio de Janeiro.
- Helene, P. (1983), "*La Agresividad del Medio y la Durabilidad del Hormigón*". Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón, p.25 – 35.
- More, J. Z. P. (2003), "*Análisis numérica do comportamento de cortinas atirantadas em solos*". Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) PUC-RIO.120f
- Tschiptschin, A. P. (2011), "*Método de Elementos Finitos Aplicado a Selección de Materiales*", USP.

Condiciones estructurales y funcionales de puentes y viaductos de las vías federales de Pernambuco

C. J. G. Silva*¹, E. Monteiro², J. P. A. Vitório¹

*Autor de Contacto: claytonjgsilva@gmail.com

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i1.199>

Recibido: 15/06/2017 | Aceptado: 09/11/2017 | Publicado: 31/01/2018

RESUMEN

El presente trabajo tiene como objetivo analizar las condiciones estructurales y funcionales de 332 puentes y viaductos de las autopistas Federales de Pernambuco, adoptando como metodología la base de datos del Departamento Nacional de Infraestructura del Transporte (DNIT) y las inspecciones estructurales que constituyen la muestra estudiada. La información obtenida se analizó según los criterios de la norma DNIT 010/2004 - PRO y la norma ABNT NBR 9452/2016. Siendo la primera investigación en Brasil con tal cantidad de estructuras usando dos sistemas normativos. Aunque con las limitaciones de este tipo de estudio, las conclusiones muestran que significa una contribución al mejoramiento de los puentes de carreteras brasileños que, en general, sufren los mismos problemas que existen en los puentes analizados.

Palabras clave: manifestaciones patológicas; estructuras; inspección; puentes y viaductos.

Citar como: C. J. G. Silva, E. Monteiro, J. P. A. Vitório (2018), “*Condiciones estructurales y funcionales de puentes y viaductos de las vías federales de Pernambuco*”, Revista ALCONPAT, 8 (1), pp. 79 – 93, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i1.199>

¹ Universidade de Pernambuco - UPE, Recife, Brasil.

² UNICAP - Universidade Católica de Pernambuco, Universidade de Pernambuco - UPE, Recife, Brasil.

Información Legal

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

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

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

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

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el tercer número del año 2018 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del segundo número del año 2018.

Structural and functional conditions of bridges and viaducts of the federal highways of Pernambuco

ABSTRACT

This paper aims to discuss the structural and functional conditions of 332 bridges and viaducts of the Federal Highways of Pernambuco, adopting as methodology the database of the National Department of Infrastructure of Transportation (DNIT) and structural inspections that constitute the sample studied. The information obtained were analyzed according to criteria of the standard DNIT 010/2004 – PRO and standard ABNT NBR 9452/2016. It is the first survey in Brazil with such quantify of structures using two normative systems. Although with the limitations this type of study, the conclusions show that it means a contribution to improvement of the Brazilian's highways bridges that, in general, suffer from the same problems that exist in the analyzed bridges.

Keywords: pathological manifestations; structures; inspection; bridges and viaducts.

Adaptação de mapa de danos para edifícios históricos com problemas patológicos: Estudo de Caso da Igreja do Carmo em Olinda PE

RESUMO

Este artigo tem como objetivo discutir as condições estruturais e funcionais de 332 pontes e viadutos das rodovias federais de Pernambuco, adotando-se como metodologia a consulta ao banco de dados do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) e inspeções nas obras que constituem a amostra estudada. As informações obtidas foram analisadas conforme os critérios da norma DNIT 010/2004 – PRO e da norma ABNT NBR 9452/2016. Trata-se da primeira pesquisa no Brasil com tal quantidade de obras utilizando dois sistemas normativos. Mesmo com as limitações inerentes a esse tipo de estudo, as conclusões mostram que ele significa uma contribuição para a melhoria das pontes rodoviárias brasileiras que, de modo geral, padecem dos mesmos problemas existentes nas pontes analisadas.

Palabras clave: manifestações patológicas; estruturas; inspeção; pontes e viadutos.

1. INTRODUCCIÓN

En la década de 1970, Brasil pasó el llamado milagro económico (Cunha, 2011) que promovió la aceleración de la implementación de grandes empresas multinacionales, siendo un ejemplo concreto la industria automovilística, y el financiamiento de obras públicas por instituciones internacionales, como fué el caso de la ampliación de la red vial brasileña, incluyendo una gran cantidad de puentes y viaductos. Ello resultó en un significativo aumento del flujo de vehículos y el transporte de cargas.

Por tanto, la falta de políticas y estrategias dirigidas hacia el mantenimiento de obras públicas a lo largo de las últimas décadas generó un proceso de desgaste y deterioro de las vías, afectando directamente las Obras de Arte Especiales que, de manera general, presentan diversas manifestaciones patológicas y daños estructurales. Algunos factores agravantes también contribuyeron para la situación actual, como es el caso de las normas brasileñas más antiguas que usaban la época en que las obras fueron proyectadas y construídas, que no tenían previsto las cargas ni la intensidad de tráfico actualmente existentes en las vías y los centros urbanos del País; tampoco consideraban la agresividad ambiental de los lugares donde los puentes fueron construídos, siendo ese tema abordado por varios estudiosos que realizaron pesquisas a ese respecto como, (Vitório; Barros; 2013) y (Milani; Kripka; Pravia; 2011).

La carencia de estrategias públicas dirigidas al mantenimiento también generó una gran laguna e lo que se refiere às informaciones sobre el estado real de las obras de Infraestructura en Brasil, y de las Obras de Arte Especiales haciendo, por lo tanto, imprescindible la realización de inspecciones que permitan la obtención de los datos más importantes sobre las condiciones de seguridad y funcionalidad de esas obras.

Fué en ese contexto que este trabajo analizó las condiciones estructurales, funcionales y de durabilidad de puentes y viaductos de las principales vías federales del Estado de Pernambuco para que, con los resultados obtenidos de esa muestra, delinear, aun que preliminarmente, el panorama actual de las OAE's que componen las vías federales brasileñas.

2. DESARROLLO DEL ESTUDIO

2.1 Metodología utilizada

Las principales informaciones contenidas en el presente estudio fueron obtenidas del banco de datos del Sistema de Gerenciamiento de Obras de Arte Especiales (SGO) del DNIT, y de minuciosos análisis en diversos puentes y viaductos localizados en las vías federales que cruzan el Estado de Pernambuco, cuyas denominaciones constan en el Cuadro 1.

También fué realizada una pesquisa para identificar los períodos de construcción y la carga de proyecto de cada obra. El hecho de no tener la mayoría de los proyectos originales hizo que gran parte de las informaciones fuesen obtenidas a partir de la comparación y la evolución de la plantilla transversal de los puentes en vías federales a lo largo de los períodos de tiempo con las cargas vivas que eran utilizadas en los puentes construídos en sus respectivos períodos, según muestra a Figura 1.

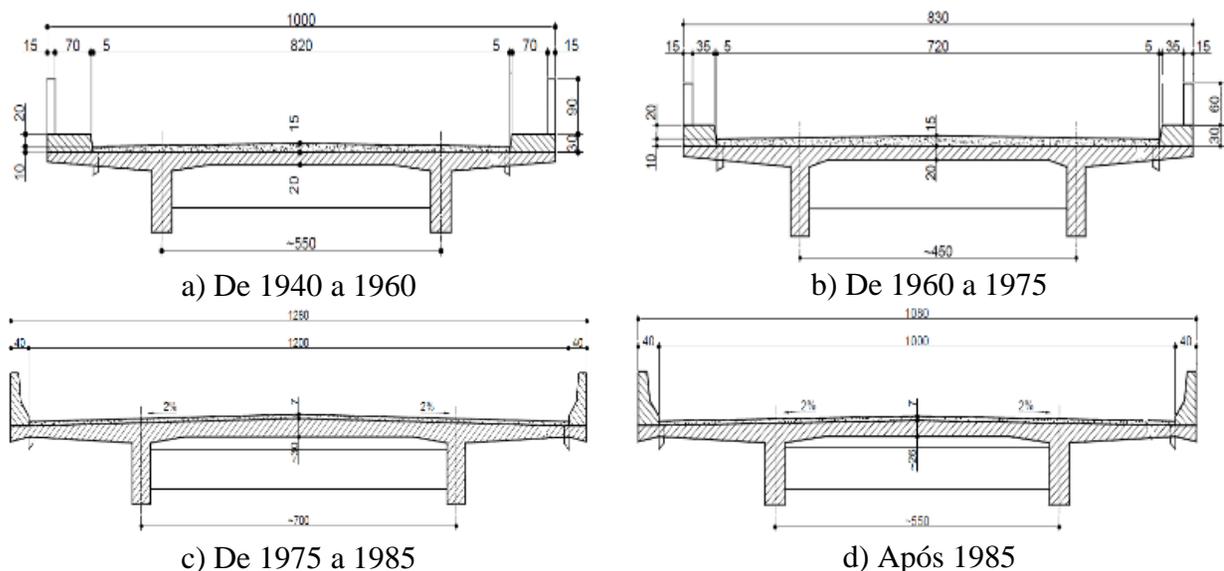


Figura 1. Evolución de la plantilla transversal de los puentes viales federales (Medidas en cm)

Para los análisis de las condiciones estructurales y funcionales fueron utilizadas las Normas DNIT 010/2004 – PRO, que especifica la condición de estabilidad de la estructura por medio de la atribución de una nota técnica que varía de 1(obra crítica) a 5(obra sin problemas), y la nueva versión de la NBR 9452 (ABNT, 2016) que introdujo parámetros estructurales, funcionales y de durabilidad como elementos vectores para la clasificación de las estructuras de los puentes. Los procedimientos previstos en esas dos normas son usualmente adoptados en Brasil para identificar y diagnosticar las principales anomalías existentes en las estructuras de los puentes, inclusive las manifestaciones patológicas y los daños de mayor incidencia.

Finalmente, fué hecha la interpretación y evaluación de los resultados obtenidos de la pesquisa, de manera de concluir sobre las condiciones estructurales y funcionales de las OAE's estudiadas y proponer soluciones para la corrección de los problemas existentes a partir de una visión mas incluyente que pueda ser aplicada no solo apenas en los puentes y viaductos del Estado de Pernambuco, sino también, en las demás obras que componen el sistema vial brasileño como un todo.

2.2 Puentes analizados por período de construcción, carga tipo y sistema constructivo

El Cuadro 1 muestra la jurisdicción vial federal del Estado de Pernambuco totalizando 546 puentes y viaductos, además de aquellas que fueron inspeccionadas en este trabajo, que corresponden a 332 estructuras. Esa muestra representa aproximadamente 60% del conjunto de los puentes existentes en la malla vial del Estado.

Cuadro 1. Cantidad total y OAE's inspeccionadas por vía

Vía	OAE's inspeccionadas	Total de OAE's por vía
BR-101	115	117
BR-104	35	57
BR-110	24	33
BR-116	7	7
BR-232	64	80
BR-316	5	83
BR-407	30	31
BR-408	17	54
BR-423	30	30
BR-428	5	54
Total	332	546

El estudio también contempló la clasificación de las Obras de Arte Especiales por período de construcción (Cuadro 2) y por la carga de proyecto, siendo este definido como el conjunto de carga viva a ser aplicado a la estructura en una posición que produzca los esfuerzos más desfavorables para cada sección de cálculo y combinación de cargas. Aclarado esto 1 as informaciones fueron adquiridas del SGO/DNIT y por el análisis de la evolución de la plantilla transversal del tablero, asociado a cambios ocurridos en las normas brasileñas que especifican los valores de las cargas vivas a lo largo del tiempo para aquellas obras cuyos datos referentes a la época de construcción no estaban disponibles. Las Obras de Arte para las cuales no se pudo obtener la información fueron consideradas como no identificadas.

Cuadro 2. Clasificación de las Obras de Arte Especiales según el período de construcción

Período de Construcción	Total
1940 a 1960	27
1960 a 1975	113
1975 a 1985	54
1985 a 2000	10
A partir de 2000	83
No identificado	45
Total	332

En lo que se refiere a la carga de proyecto, la Figura 2 destaca que 50,60% de las obras fueron calificadas con carga de 360 kN. Las cargas móviles de 450 kN, actualmente utilizadas, representaron 28,31% y las de 240 kN significaron 7,83% del total de la muestra. Hubo además 13,25% de obras cuyas cargas de proyecto no fueron posibles de identificar.

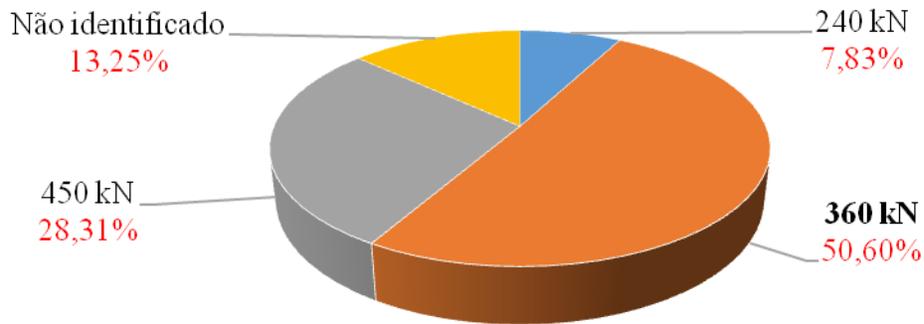


Figura 2. Cargas de proyecto de los puentes evaluados

En cuanto al sistema constructivo, se constató el predominio del concreto armado vaciado en sitio, utilizado en 76,20% de los puentes y viaductos. El segundo sistema encontrado fue el concreto pretensado prefabricado adoptado en 23,19% de las obras. El concreto armado prefabricado representó 0,60%. Esos datos están mostrados en la Figura 3.

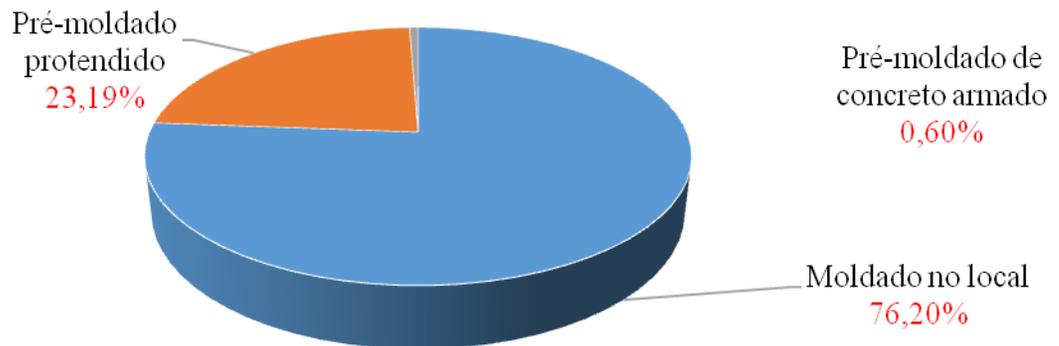


Figura 3. Sistemas constructivos de los puentes evaluados

2.3 Manifestaciones patológicas identificadas en el conjunto estudiado

En lo que se refiere a la identificación de manifestaciones patológicas, fueron realizadas observaciones en cada obra durante las inspecciones y analizados los informes de inspecciones del SGO. Los principales problemas patológicos identificados están ilustrados en las Figuras 4 a 7.



Figura 4. Presencia de eflorescencias, desprendimiento del recubrimiento de concreto y manchas marrón-rojizo consecuencia del proceso de corrosión de las armaduras.



Figura 5. Armaduras expuestas y oxidadas en los largueros, exhibiendo inclusive estribos rotos.



Figura 6. Erosión de la fundación y gran excentricidad del pilar con relación al pilote.



Figura 7. Accesorio de apoyo metálico en un diente Gerber con visibles daños y infiltraciones.

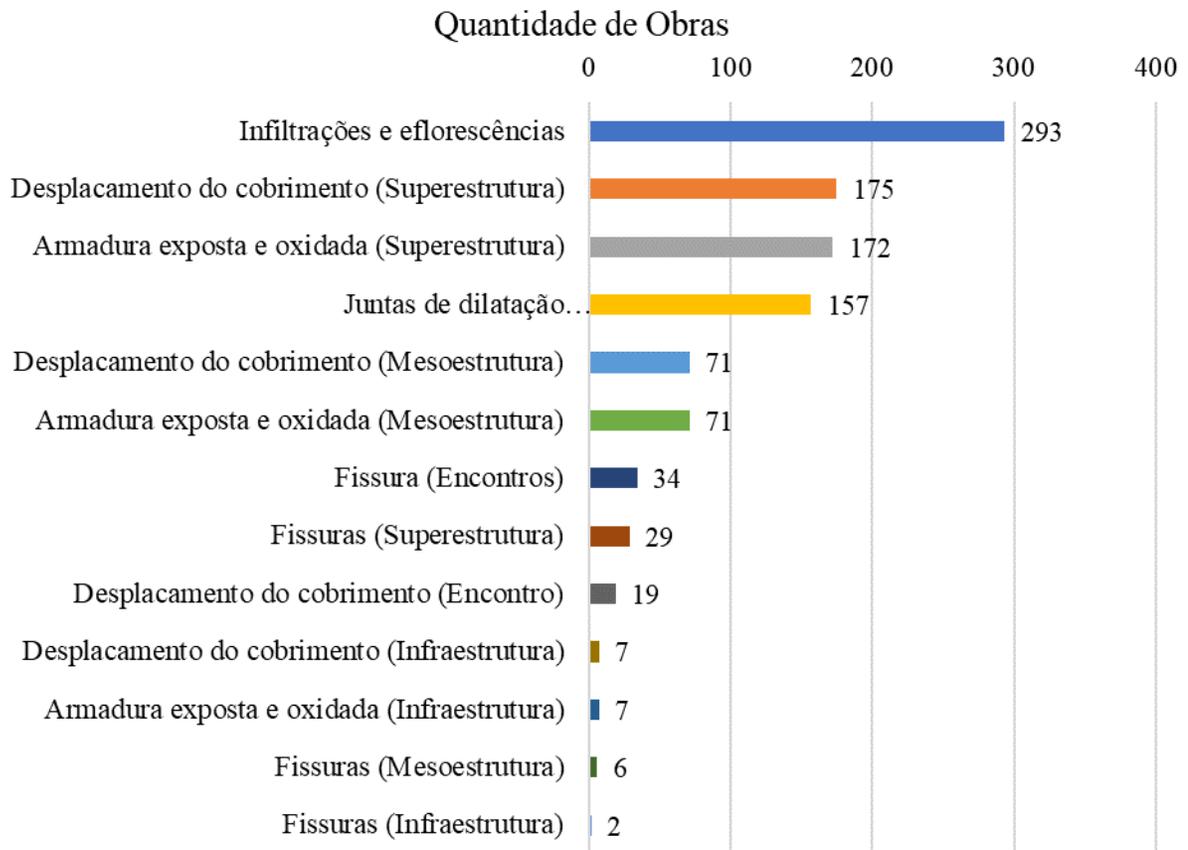


Figura 8. Incidencia de las manifestaciones patológicas en el conjunto de las obras analizadas.

La Figura 8 muestra una síntesis de las mayores incidencias de las manifestaciones patológicas del conjunto evaluado, con predominio de las infiltraciones y eflorescencias, presentes en 293 OAE's. Las siguientes anomalías también son: desprendimiento del concreto (en la superestructura) en 175 Obras, armaduras expuestas y oxidadas (de la superestructura), en 172 puentes y juntas de dilatación dañadas y/o inexistentes en 157 OAE's.

2.4 Daños estructurales identificados

De manera análoga las manifestaciones patológicas, están ilustradas en las Figuras 9 a 12 algunos de los principales daños observados en puentes y viaductos objetos de este estudio.



Figura 9. Ausencia de barandas lateral del puente



Figura 10. Drenaje dañado provocando infiltración y manchas de humedad en la losa entre largueros



Figura 11. Neoprene elastomérico con gran excentricidad y deformación



Figura 12. Presencia de Erosión en la fundación.

La Figura 13 cuantifica los principales daños existentes del conjunto analizado. Se verificó que 92 puentes presentaron drenajes dañados y/o inexistentes. Siguiendo con las barandas dañadas (50 OAE's), luego por los defectos de encuentro de la albañilería de piedras/concreto (46 OAE's), así como por la ausencia y/o deficiencia de aparatos de apoyo (25 OAE's) y por cangrejas de vaciado (20 OAE's). Las demás fallas ocurrieron de manera menos significativa.

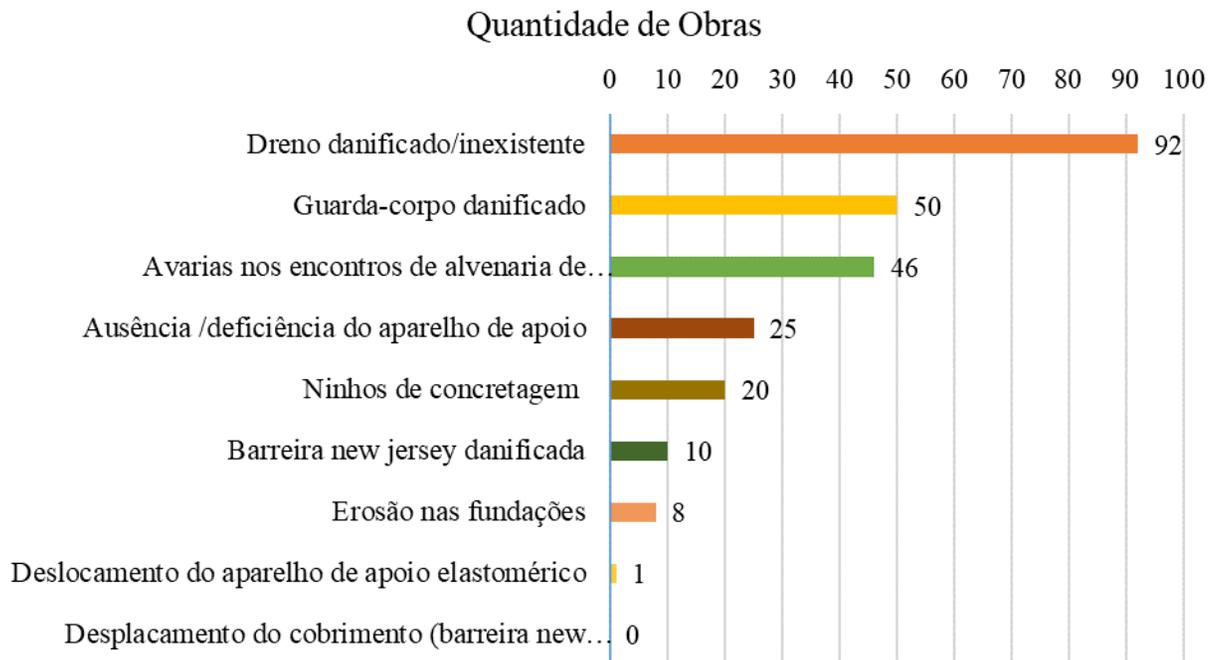


Figura 13. Principales daños estructurales del conjunto de obras estudiadas

3. Evaluación de las condiciones de estabilidad

3.1 Evaluación según Norma DNIT 010/2004 – PRO

Los criterios de evaluación de las condiciones de estabilidad estructural considerados por la norma 010/2004-PRO del DNIT están indicados en el Cuadro 3 que sigue.

Cuadro 3. Relación entre las calificaciones atribuidas y la categoría de los problemas estructurales observados en la inspección de los puentes y viaductos

NOTA	DAÑOS EN EL ELEMENTO / INSUFICIENCIA ESTRUCTURAL	ACCIÓN CORRECTIVA	CONDICIONES DE ESTABILIDAD	CLASIFICACIÓN DE LAS CONDICIONES DEL PUENTE
5	No hay daños ni insuficiencia estructural	Nada por hacer	Buena	Obra sin problemas
4	Hay algunos daños, mas no hay señales de que estén generando insuficiencia estructural	Nada a fazer; apenas serviços de mantenimiento	Buena	Obra sin problemas importantes
3	Hay algunos daños generando insuficiencia estructural, mas nao hay señales de comprometimento da estabilidad da obra	La recuperación de la obra puede ser postergada, debido a que, en este caso, se colocará el problema en observación sistemática	Buena aparentemente	<p>Obra potencialmente problemática</p> <p>Se recomienda acompañar la evolución de los problemas a través de las inspecciones rutinarias, para detectar, a tiempo hábil, un eventual agravamiento de la insuficiencia</p>
2	Hay daños generando significativa insuficiencia estructural del ponte, sin embargo, no hay aún, aparentemente, un riesgo tangible de colapso estructural	La recuperación (generalmente con refuerzo estructural) de la obra debe ser hecha a corto plazo	Afectada	<p>Obra problemática</p> <p>Postergar mucho la recuperación de la obra puede llevarla a un estado crítico, implicando también serio comprometimiento de la vida útil de la estructura. Inspecciones intermedias son recomendables para monitorear los problemas</p>

1	Hay daños generando grave insuficiencia estructural del puente; o elemento en cuestión se encuentra en estado crítico, habiendo un riesgo tangible de colapso estructural	La recuperación (generalmente con refuerzo estructural) – ó en algunos casos, sustitución de la obra - debe ser hecha prontamente	Precária	Obra crítica
				En algunos casos, puede configurar una situación de emergencia, pudiendo ser la recuperación de la obra acompañada de medidas preventivas especiales, tales como: restricción de carga en el puente, intervención total ó parcial del tráfico, apuntalamientos provisionales, instrumentación con lecturas continuas de desplazamientos y deformaciones, etc

La aplicación de tales criterios en la muestra estudiada está ilustrada en la Figura 14, que indica 156 OAE's clasificadas como potencialmente problemáticas (Nota 3), significando 46,99%. Es importante resaltar que 174 obras fueron evaluadas con calificaciones entre 1 y 3 (obras críticas a potencialmente problemáticas), lo que equivale a 52,41% de la muestra estudiada. Apenas 59 obras (17,77%) recibieron la nota 5.

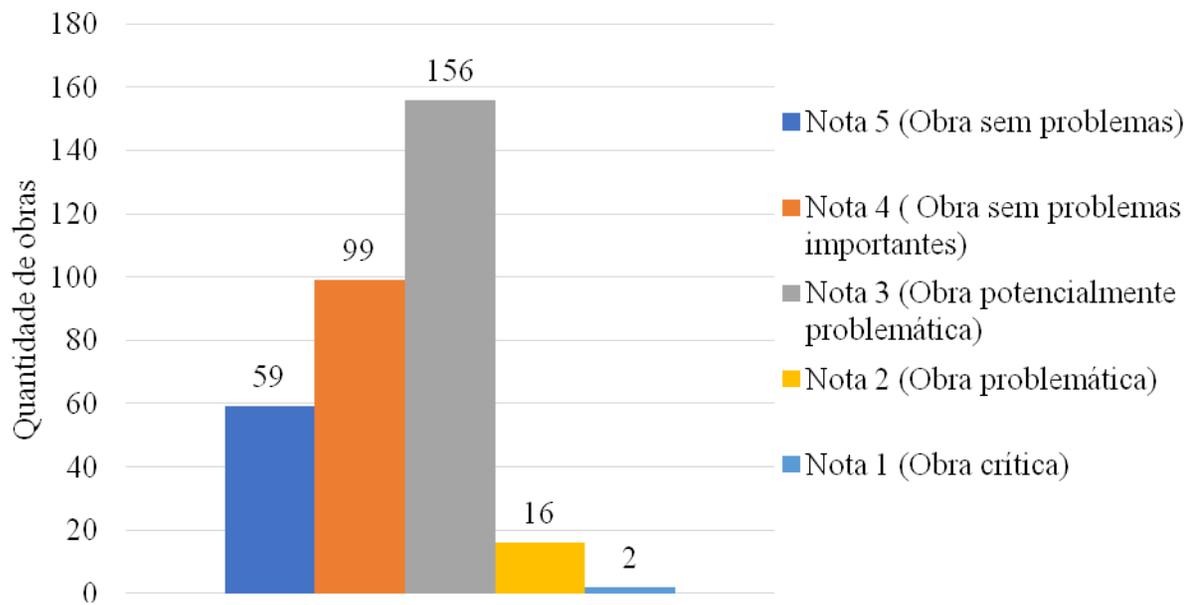


Figura 14. Condições de estabilidade según la norma DNIT 010/2004-PRO

El Cuadro 4 presenta una correlación entre el período de construcción y las condiciones de estabilidad. También muestra que 34% de las obras estudiadas fueron construídas en el período de 1960 y 1975, de modo que ya tiene mas de 40 años, mientras que 8% están casi con 70 años.

Cuadro 4. Período de construcción y condición de estabilidad por la norma do DNIT

Período de Construcción	Total (BR-101, BR-104, BR-110, BR-116, BR-232, BR-316, BR-407, BR-408, BR-423 e BR-428)				
	Nota (Condición de estabilidad)				
	Nota 5	Nota 4	Nota 3	Nota 2	Nota 1
1940 a 1960	0	7	14	5	1
1960 a 1975	5	34	67	7	0
1975 a 1985	2	20	28	4	0
1985 a 2000	1	5	3	0	1
A partir de 2000	45	21	17	0	0
No identificado	6	12	27	0	0
Total	59	99	156	16	2

3.2 Evaluación por la NBR 9452/2016

La evaluación estructural según a NBR 9452/2016 siguió los criterios mostrados en el Cuadro 5. En el Cuadro 6 es posible observar que, de acuerdo con tales criterios, predomina la nota 4 que fué atribuída a 116 puentes. La nota 5 fue obtenida por 107 OAE's, seguida de la nota 3 (87), de la nota 2 (20) y nota 1 (2). Por esos criterios, las mismas 113 obras construídas entre 1960 y 1975 tuvieron calificaciones diferentes de aquellas obtenidas por los criterios de la norma del DNIT.

Cuadro 5. Clasificación de la condición de OAE's según los parámetros estructurales, funcionales y de durabilidad

NOTA	CONDICIÓN	CARACTERIZACIÓN ESTRUCTURAL	CARACTERIZACIÓN FUNCIONAL	CARACTERIZACIÓN DE DURABILIDAD
5	Excelente	La estructura presentase en condiciones satisfactorias presentando defectos irrelevantes y aislados.	La OAE presenta seguridad y confort a los usuarios.	La OAE está en perfectas condiciones debiendo preverse mantenimiento de rutina.
4	Buena	La estructura presenta daños pequeños y en áreas, sin comprometer la seguridad estructural.	La OAE presenta pequeños daños que no llegan a causar desconfort ó inseguridad al usuario.	La OAE presenta pequeñas y pocas anomalías, que comprometen su vida útil, en la región de baja agresividad ambiental.
3	Regular	Hay daños que pueden generar alguna deficiencia estructural. Pero no hay señales de comprometimento de la estabilidad de la obra. Se recomienda acompañamiento de	La OAE presenta desconfort ao usuario, com defectos que requerem ações de médio prazo.	La OAE presenta pequeñas y pocas anomalías que comprometen a sua vida útil, em região de moderada la elevada agresividad ambiental ó la OAE presenta de

		los problemas. Intervenciones pueden ser necesarias a mediano plazo.		moderadas a muchas anomalías, que comprometen la vida útil, en la región de baja agresividad ambiental.
2	Mala	Hay daños que comprometen la seguridad estructural de la OAE, sem riesgo iminente. Sua evolución pode levar ao colapso estructural. A OAE'S necessita de intervenciones significativas a curto prazo.	La OAE con funcionalidad visiblemente comprometida con riesgos de seguridad al usuario, requiriendo intervenciones de corto prazo.	La OAE presenta moderadas a muchas manifestaciones patológicas, que comprometen su vida útil, en la región de alta agresividad ambiental.
1	Crítica	Hay daños que geram grave insuficiencia estructural na OAE. Hay elementos estructurales em estado crítico, com riesgo tangible de colapso estructural. A OAE necessita de intervenção imediata, podendo ser necesaria restricción de carga, intervención total ou parcial ao tráfico, escoramento provisório e associada instrumentación, ou nao.	La OAE no presenta condiciones funcionales de utilización.	La OAE se encuentra en elevado grado de deterioro, apuntando problema ya de riesgo estructural y/o funcional.

Cuadro 6. Período de construcción por condición estructural según la norma del NBR 9452

Período de Construcción	TOTAL GENERAL				
	Condición estructural				
	Nota 1	Nota 2	Nota 3	Nota 4	Nota 5
1940 a 1960	1	4	8	8	6
1960 a 1975	0	8	38	54	13
1975 a 1985	0	4	16	24	10
1985 a 2000	1	1	3	1	4
A partir de 2000	0	0	3	16	64
No identificado	0	3	19	13	10
Total	2	20	87	116	107

3.3 Consideraciones sobre el análisis hecho por la norma del DNIT y por la norma de la ABNT

Ambas normas utilizadas en este estudio tienen en común el hecho de atribuir una nota de clasificación (variable de 1 a 5) para las condiciones de estabilidad. La Norma DNIT 010/2004-PRO también incluye conceptos, tipos de inspecciones, a la exigencia necesaria para la calificación de los inspectores, además de la frecuencia mínima de las revisiones que de cierta forma, posibilitan definir algunos criterios de evaluación. Todavía, la reciente revisión de la NBR 9452 (ABNT, 2016), además de haber adoptado los conceptos y orientaciones constantes de la norma del DNIT, introdujo una mayor variabilidad que hasta entonces no existía, al incluir parámetros estructurales, funcionales y de durabilidad. Tales parámetros hicieron más realistas las inspecciones y los criterios de clasificación de los puentes y viaductos del Brasil.

Vale destacar que las dos literaturas permitieron el diagnóstico de las principales manifestaciones patológicas sin que ocurrieran diferencias significativas en lo que se refiere a la evaluación de los daños e de otras anomalías en los puentes de la muestra.

Por otro lado, cuando se trató del análisis de las condiciones de estabilidad, fué constatada una diferencia considerable en los resultados obtenidos por cada una de las dos normas, según puede verse en el Cuadro 7.

Cuadro 7. Condición estructural (Norma DNIT 010/2004-PRO) Vs Condición estructural (NBR 9452/2016)

NOTA	NORMA DNIT 010/2004 – PRO		NORMA 9452 (ABNT, 2016)	
	OAE	%	OAE	%
5	59	17,77	107	32,23
4	99	29,82	116	34,94
3	156	46,99	87	26,21
2	16	4,82	20	6,02
1	2	0,6	2	0,6

Aún cuando se consideraron que las inspecciones fueron realizadas de forma visual, condición que depende esencialmente de la experiencia del inspector, las informaciones que constan en el Cuadro 7 permiten comprobar que, con relación a las notas 1 y 2, las cuales caracterizan las obras en peores condiciones, no hubo diferencias en los resultados obtenidos por ambas normas.

Por tanto, los resultados referentes a las demás notas atribuídas (caso de las notas 3, 4 y 5) muestran que el análisis por la NBR 9452 conduce a valores que representan significativa mejora de las condiciones estructurales, cuando se comparan a los obtenidos por la Norma del DNIT. Eso significa que diversos puentes y viaductos de este estudio pueden hasta tener condiciones precarias en los que refiere a las evaluaciones de durabilidad y funcionalidad, pero presentan condiciones estructurales satisfactorias. También significa que sus estructuras pueden ser utilizadas sin alcanzar el Estado Limite Último. La situación opuesta también fué verificada: puentes y viaductos clasificados sin problemas relacionados a los criterios de durabilidad y de funcionalidad (notas entre 4 y 5) tuvieron baja clasificación en cuanto a condición estructural.

En líneas generales es posible afirmar que la nueva versión de la norma de la ABNT al introducir una mayor variabilidad a los parámetros de evaluación, aplicados a una mayor cantidad de los elementos que componen un puente existente, garantiza una evaluación más consistente y más realista, indistintamente de la Norma del DNIT, que califica apenas cinco elementos, lo que hace

la evaluación más conservadora. Esto queda evidente en el caso de una Obra de Arte Especial a pesar de tener menos daños, puede tener uno de los elementos evaluados con una nota baja y por eso tendrá la nota técnica final correspondiente a aquella de menor valor entre todas las demás recibidas en los otros elementos. Eso significa una evaluación final conservadora y que no represente la situación real del puente.

En ese sentido, la NBR 9452 (ABNT, 2016), aún considerando también la evaluación por medio de la menor, al introducir una mayor cantidad de parámetros para juzgar, se muestra menos conservadora, ya que considera la evaluación por medio de un análisis más incluyente. Esa norma también hace posible un diagnóstico que incluya la realidad de la estructura, lo que significa un avance, considerando las limitaciones y la carencia de literatura para la evaluación de la seguridad de puentes existentes en Brasil, al contrario de otros países donde son utilizados análisis sofisticados que incluyen métodos probabilísticos.

4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El significado de la ocurrencia de accidentes estructurales, algunos de naturaleza grave, involucrando las Obras de Arte Especiales brasileñas, en los ámbitos federal, estadual y municipal, es un hecho concreto que puede ser constatado por la simple observación de los noticieros de los medios de comunicación. Es posible concluir que la vulnerabilidad de tales obras está directamente asociada a la agresividad ambiental de determinadas regiones. Los procesos erosivos de las fundaciones y la falta de mantenimiento apropiado también contribuyen para la reducción de la seguridad y la necesidad de grandes y onerosas reparaciones.

En ese sentido, este texto procuró contribuir para la producción del conocimiento sobre este tema, aún carente de literatura especializada en Brasil, a partir del estudio de caso presentado que mostró un panorama de la actual situación en que se encuentran los puentes de la red vial federal que atraviesan el Estado de Pernambuco y que, de modo general, también representan la situación de los puentes de la red vial brasileña.

El estudio mostró que un factor que contribuye para la ocurrencia y la evolución de los daños es el hecho que muchas de ellas fueron proyectadas y construidas en épocas en las cuales las normas no consideraban los conceptos dirigidos a la garantía de una mayor durabilidad y no había un conocimiento más profundo sobre los desempeños de los materiales utilizados en las construcciones. Además de eso, hubo una progresiva evolución del flujo y peso de los vehículos, con significativo aumento de las cargas vivas transmitidas a las estructuras, que no fueron dimensionadas para tales valores. Esos hechos, asociados a la ausencia de políticas y estrategias dirigidas a la conservación, aceleraron la evolución de los problemas patológicos, de los daños estructurales y la deficiencia de funcionalidad de las Obras de Arte Especiales de las vías brasileñas.

Este estudio también evidenció que la inexistencia de banco de datos con todas las informaciones cadastrales necesarias para la gerencia de los puentes la red vial brasileña ha dificultado la elaboración de diagnósticos precisos que lleven a adoptar medidas adecuadas para solucionar los problemas estructurales y funcionales de esas obras, con base a las prioridades de cada una, pues muchas informaciones necesarias son inexistentes en el SGO del DNIT.

Sin embargo, este trabajo hace algunas recomendaciones que, siendo adoptadas, podrán contribuir para minimizar gran parte de los problemas identificados en los puentes de la muestra estudiada y que se repiten en las demás Obras de Arte Especiales de Brasil. A continuación, son relacionadas las intervenciones recomendadas por orden de prioridad según los porcentajes de ocurrencias observadas en las inspecciones realizadas. Se observa que la mayoría de esas intervenciones de recuperación y refuerzo no son de gran complejidad y no significan altos costos.

- Restauración del sistema de drenaje de la superestructura, por el hecho de 88,25% de los puentes analizados estar con filtraciones y eflorescencia del concreto del tablero y 27,71% con sus drenajes dañados y/o destruidos.
- Recuperación con aplicación de concreto proyectado de la capa de recubrimiento del concreto del tablero, pues 52,71% de los puentes de la muestra están con desprendimiento del concreto.
- Tratamiento y/o sustitución de armaduras corroídas, con incidencia de 51,81% de las obras inspeccionadas.
- Sustitución de barreras New Jersey y barandas dañadas ó destruidos, observados en 18,07% de los puentes de la muestra.
- Corrección de daños de las coincidencias, muchas de ellas causadas por recalces diferenciales y erosiones, encontradas en 16,26% de los puentes. En esos casos, se hace necesaria la realización de estudios geotécnicos e hidrológicos para evaluar la seguridad de las fundaciones y la sección de salida, previniendo la necesidad o no de reforzar y proteger contra la erosión.
- Sustitución de las juntas de dilatación dañadas, responsables por la aparición de manifestaciones patológicas y daños estructurales em el 47,29% de las obras estudiadas.
- Sustitución de los aparatos de apoyo dañados y responsables por alteraciones en la transmisión de los esfuerzos del tablero para la mesoestructura, teniendo ocurrencia en 7,53% de los puentes.
- Corrección de daños diversos como cangrejeras, pequeñas fisuras y desprendimientos en elementos secundarios en la mayoría de los puentes observados.

Las recomendaciones deben ser objetos de proyectos elaborados por profesionales especializados y ejecutadas por empresas con experiencia en recuperación y refuerzo de estructuras de puentes. En los puentes más problemáticos (que obtuvieron notas 2 y 1), el primer paso debiera ser la realización de análisis numérico con la finalidad de evaluar la seguridad estructural y definir la necesidad y el tipo de refuerzo.

Otra cuestión que debe ser considerada de fundamental importancia para la garantía de la seguridad de los puentes y viaductos de Brasil, será la implantación de sistemas de gestión en las esferas federal, estadual y municipal, de modo de permitir el registro de las obras, inspecciones rutinarias, técnicas avanzadas de monitoreo y definición de las prioridades de intervención. También deben ser garantizados los recursos presupuestarios para viabilizar las acciones de conservación, antes que los daños desarrollen exponencialmente, como sucede actualmente.

No debe ser olvidado que la red vial brasileña continua en expansión y que, para eso, es necesario la elaboración de proyectos de alta calidad que además de conceptualizaciones y materiales adecuados para garantizar una mayor vida útil, también incluyan dispositivos apropiados para facilitarlas inspecciones y mantenimientos preventivos.

En fin, es posible concluir que los resultados obtenidos de esta pesquisa, aun siendo referidos a la malla vial federal de Pernambuco, muestran, de modo general, la actual situación de conservación de las Obras de Arte Especiales de las vías brasileñas y son coherentes con algunos trabajos realizados por otros autores que tienen muestras muy por debajo de puentes.

5. AGRADECIMENTOS

Los autores agradecen a la Escuela Politécnica de la Universidad de Pernambuco, así como a los DNIT (Departamento Nacional de Infraestructura de Transportes) por permitir el acceso a datos y disponibilizar las informaciones sobre los puentes estudiados en esta pesquisa.

6. REFERENCIAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016), *NBR 9452: inspección de puentes, viaductos e passarelas de concreto - procedimento*. Rio de Janeiro.

Cunha, A. A. (2011), *Estudio das patologias em obras de arte especiais do tipo puentes e viaductos estruturados em concreto*. 152p. Proyecto final de curso (Bacharel em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Goiás, Goiania.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2004). *Norma DNIT 010/2004 – PRO: inspecciones em puentes e viaductos de concreto armado e pretensado – procedimento*. 1.ed. Rio de Janeiro.

Meyer, K. F., *Passarelas e puentes para dutos*. 2. ed. Belo Horizonte: RONA. 243p.

Milani, C. Kripka, M. Pravia, Z. (2015), *Monitoramento de puentes*. Revista Infraestrutura urbana. PINI: Sao Paulo, 16.ed, 2011. Disponível em: <<http://Infraestruturaurbana.pini.com.br/solucoes-tecnicas/16/articulo260592-1.aspx>>. Acesso em: 12 abr. 2015.

Silva, C. J. G. (2016), *Uma muestra das condiciones estructurales e funcionales de puentes e viaductos das vias federales de Pernambuco*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Pernambuco.

Vitório, J. A. P.; Barros, R. M. M. C. de. (2013) *Análisis dos danos estruturales e das condiciones de estabilidad de 100 puentes rodoviárias no brasil*. In: Congresso da Associação Portuguesa Para a Seguridad e Conservación de Puentes, 3, 2013, Porto. Anais... Porto, 9p.

Evaluación de problemas patológicos asociados a carbonatación y sulfatos en una torre de concreto con más de 50 años de servicio

E. E. Maldonado-Bandala^{1*}, D. Nieves-Mendoza¹, J. L. Vela-Jiménez², P. Castro-Borges³.

*Autor de Contacto: erimaldonado@uv.mx

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i1.284>

Recepción: 14/12/2017 | Aceptación: 22/12/2017 | Publicación: 31/01/2017

RESUMEN

En este trabajo se presentan y discuten los resultados de la inspección por corrosión, y una propuesta de reparación de los muros exteriores de una torre de concreto reforzado localizada en la costa sur del estado de Veracruz. La inspección incluyó un levantamiento de daños con un dron, y ensayos físicos, químicos, mecánicos y electroquímicos que permitieron caracterizar el concreto y los daños por corrosión. El mecanismo gobernante de la corrosión en la estructura estudiada fue la carbonatación. Sin embargo, la emisión de sulfatos en ese ambiente industrial se reflejó en la resistencia a la compresión, grietas y delaminaciones. Las condiciones anteriores fueron contempladas en las acciones propuestas de reparación para extender su vida de servicio.

Palabras clave: inspección; torre; concreto reforzado; diagnóstico; vida de servicio.

Citar como: E. E. Maldonado-Bandala, D. Nieves-Mendoza, J. L. Vela-Jiménez, P. Castro-Borges (2018), “Evaluación de problemas patológicos asociados a carbonatación y sulfatos en una torre de concreto con más de 50 años de servicio”, Revista ALCONPAT, 8 (1), pp. 94 – 107, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i1.284>

¹ Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Veracruzana, Circ. Gonzalo Aguirre Beltrán s/n, Zona Universitaria, C.P. 91000, Xalapa, Veracruz, México.

² Consorcio RNC S.A. de C.V. Esteban Mascareñas 44, Col Mártires de Chicago C.P. 91090, Xalapa, Veracruz, México.

³ Centro de Investigación y de Estudios Avanzados del IPN Unidad Mérida, Antigua Carretera a Progreso Km. 6, 97310 Mérida, Yucatán, México; Tels. (999) 942-94-00. Fax: (999) 981-29-23

Información Legal

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

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

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

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

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el tercer número del año 2018 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del segundo número del año 2018.

Evaluation of pathological problems associated with carbonation and sulfates in a concrete tower with more than 50 years in service

ABSTRACT

This work presents and discuss the results of a corrosion inspection, as well as a repair proposal for the external walls of a reinforced concrete tower which is in the southern coast of the Veracruz state. The inspection included a drone guided damage survey together with physical, chemical, mechanical and electrochemical tests that allowed the concrete characterization and corrosion damage. The governing deterioration mechanism of the structure was carbonation of concrete. However, the sulfate emission in this industrial environment was reflected on the compressive resistance, cracks and delaminations. These conditions were taken into account on the proposed actions for repairing and extending the service life of the structure.

Keywords: inspection, tower, reinforced concrete, diagnosis, service life.

Avaliação de patologias associadas com carbonatação e sulfatos em uma torre de concreto com mais de 50 anos de serviço

RESUMO

Este artigo apresenta e discute os resultados da inspeção de corrosão e uma proposta para reparar as paredes exteriores de uma torre de concreto armado localizada na costa sul do estado de Veracruz. A inspeção incluiu uma pesquisa de danos com um drone e testes físicos, químicos, mecânicos e eletroquímicos que permitiram a caracterização de danos de concreto e corrosão. O mecanismo governante de corrosão na estrutura estudada foi a carbonatação. No entanto, a emissão de sulfatos neste ambiente industrial foi refletida na resistência à compressão, fissuras e delaminações. As condições acima foram contempladas nas ações de reparo propostas para ampliar sua vida útil

Palavras-chave: inspeção; torre; concreto armado; taxa de corrosão; diagnóstico; vida útil.

1. INTRODUCCIÓN

Con la reciente Reforma Energética que se ha impulsado en nuestro país, el gobierno federal se ha visto en la necesidad de realizar la compra-venta con particulares de bienes inmuebles improductivos, que por décadas han sido abandonados y por tal motivo su degradación por el fenómeno de corrosión ha sido acelerado. Esto, debido a la falta de mantenimiento y a la exposición a los ambientes agresivos donde se encuentran ubicados.

La corrosión de estructuras de concreto reforzado (ECR), particularmente en ambientes industriales, es un problema grave, ya que se pueden presentar manifestaciones patológicas de significativa intensidad, lo que puede llevar a problemas graves de funcionamiento, seguridad, costos excesivos de rehabilitación y prestación de servicios, pérdida de estética y dependiendo del grado de daño, podrían ponerse en riesgo vidas humanas (Helene, 2003; Sulaimani 1992, Andrade 1992; del Valle et al, 2006)

Para que estos bienes inmuebles específicamente plantas petroleras se vuelvan nuevamente productivas, impera la necesidad de rehabilitarlas y para esto, se requiere entender las causas de las fallas relacionadas con la corrosión y la compleja relación entre las propiedades físicas, químicas y mecánicas del concreto y del acero de refuerzo.

La importancia de este estudio radica en la necesidad de rehabilitar y poner en operación las torres de concreto reforzado, que representan un activo petrolero de vital importancia económica para el sur del estado de Veracruz; por este motivo, se realizó una evaluación mediante una inspección desde el punto de vista de durabilidad, que contempló ensayos destructivos y no destructivos, como inspección visual mediante reconocimiento con vehículos aéreos no tripulados (VANT), pruebas electroquímicas, químicas y mecánicas.

En este estudio se discuten las evaluaciones y el diagnóstico de la estructura mostrando los mecanismos que permitieron la potenciación de la corrosión, con el objetivo de determinar las medidas correctivas necesarias para ampliar la vida de servicio de estos activos petroleros existentes.

2. PLAN DE INSPECCIÓN

2.1. Inspección preliminar.

Esta etapa consistió principalmente en una visita de reconocimiento de la estructura, medio de exposición y los levantamientos de daños y fotográficos de los elementos que componen la estructura de la torre analizada, debido a la complejidad y dimensiones de ésta. El reconocimiento visual se realizó mediante un VANT Dron Phantom 4, siguiendo los esquemas programados según se especifica en el Manual DURAR (Troconis del Rincón et al, 1997).

2.2. Inspección detallada.

Las fallas prematuras que presentan las estructuras de concreto armado se deben principalmente a la falta de control de calidad y errados procedimientos de construcción, reparación y rehabilitación (DURACON, 2007). Por ello es importante realizar una serie de ensayos y mediciones necesarias para la obtención de la información requerida y establecer adecuadamente las causas y la etapa de prevención adecuada. Dicha información permitió una evaluación de los problemas, pudiendo de esta forma definir la naturaleza y mecanismo de la corrosión.

2.1.1. Evaluación Electroquímica.

Con el uso del pachómetro se detectó la posición del acero, en las áreas donde se realizaron las siguientes medidas electroquímicas:

Medición de potenciales E_{corr} vs Cu/CuSO_4 , de acuerdo con lo establecido en ASTM C876-09 (2009) y NMX-C-495-ONNCCE-2015 (2015).

Velocidad de corrosión (i_{corr}), mediante la técnica de resistencia a la polarización, utilizando un corrosímetro de campo GECOR 10 (Feliú et al, 1993) y lo establecido en NMX-C-501-ONNCCE-2015 (20015). La información obtenida con estas medidas fue útil ya que permitieron definir claramente los puntos de corrosión activa en la estructura.

2.1.2. Evaluación fisicoquímica.

Esta se llevó a cabo mediante la extracción de testigos (núcleos) tomados en sitio con el fin de conocer la calidad y potencialidad del concreto a corroer a la armadura; realizando los ensayos de profundidad de carbonatación mediante NMX-C-515-ONNCCE-2016 (2016), concentración de cloruros ASTM C114-05 (2005) y ataque químico por sulfatos. Además, se hizo la evaluación de la resistencia a la compresión simple del concreto mediante ensayo a núcleos de concreto endurecido NMX-C-083-ONNCCE 2010 (2010).

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

La torre estudiada se encuentra expuesta a un ambiente agresivo, clasificado como B2 de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias de Distrito Federal (NTC-DF); esto debido a que se encuentra localizada entre grandes masas de agua marina, y gases industriales. 700 m al Norte se localiza la Laguna de Pajaritos, a 2700 m y 600 m al Este se encuentra el río Coatzacoalcos y al sur un Complejo Petroquímico, ésto se muestra en la Figura 1.

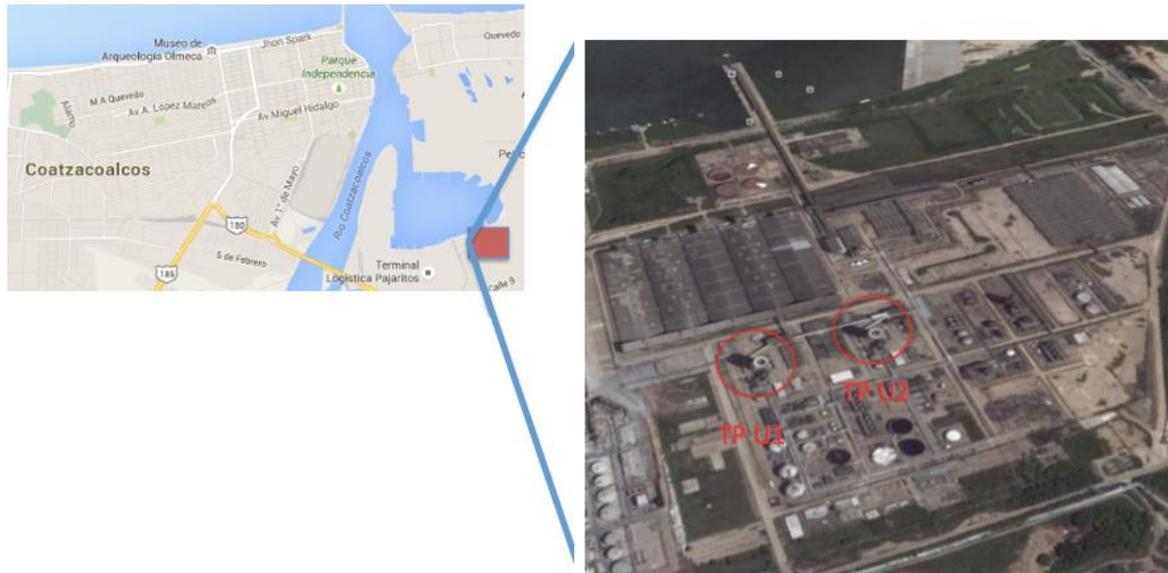


Figura 1. Ubicación de la torre en estudio, en la imagen se ubica como U2.

En esta zona se mantiene un clima tropical húmedo con temporadas de lluvias de junio a septiembre, con mayor precipitación en los meses de agosto y septiembre, donde el porcentaje de lluvias anual oscila entre 6 y 10.5% con respecto a las lluvias del mes más seco.

La estructura en estudio es una torre cilíndrica de 23 m de diámetro y más de 70 m. de altura, con espesor de muros mayores a 30 cm. construida a base de elementos de concreto reforzado con acero AISI 1018. El agregado empleado para la fabricación del concreto de los elementos estructurales de las torres es arena silíceo y agregado grueso cuarzoso. Este material se caracteriza por tener alta dureza debido a la posición que ocupa en la escala de Mohs y composición química donde prevalece SiO_2 , sin embargo, la forma de la partícula es redondeada, lo cual determina una tracción débil en la masa de concreto. Debido a que las estructuras cuentan con más de 50 años de servicio y se localizan en un ambiente industrial-marino, ya presentan zonas con deterioros casi imperceptibles y otras con daños evidentes.

3.1. Inspección visual mediante VANT.

Debido a la complejidad geométrica de la estructura, limitación de acceso a zonas muy elevadas y para acelerar los tiempos del levantamiento de daños, se tomó la decisión de realizar la inspección visual mediante un VANT, para lo cual se diseñó una misión autónoma mediante un plan de vuelo basado en puntos secuenciales mediante GPS por las caras de la torre, dividiéndolas en Norte, Este, Sur y Oeste; se controló la velocidad crucero del equipo de modo que se obtuvieran imágenes de alta calidad donde se apreciaran los daños visibles de la estructura. En gabinete se realizó un post proceso, donde se generaron mapas 2D y se delimitaron las áreas con mayor daño visual, como se observa en la Figura 2.

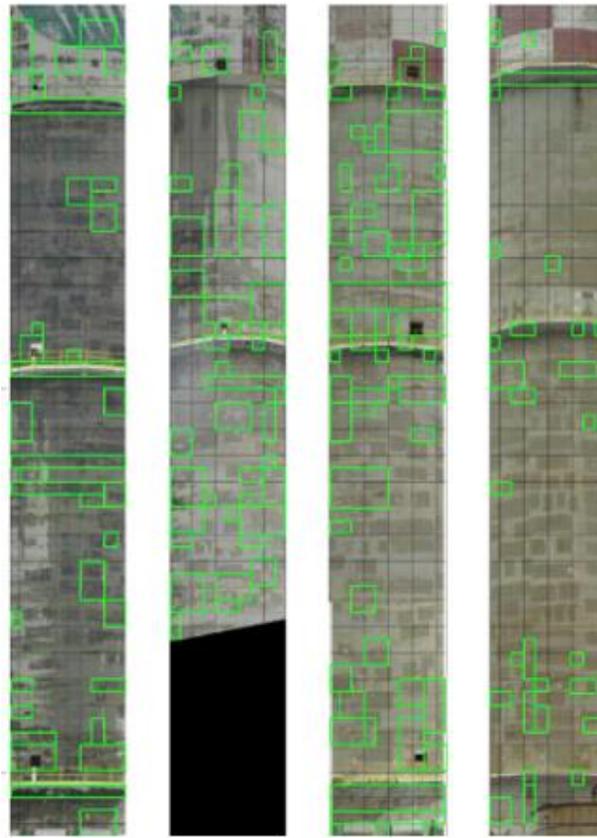


Figura 2. Mapa 2D, Inspección realizada con vehículo aéreo no tripulado donde se delimitan las zonas con mayor daño visual.

En las imágenes obtenidas con el dron, se observó que la estructura en estudio presentaba una clara evidencia de reparaciones localizadas hechas con anterioridad, ya que éstas, de no haberse realizado correctamente, pudieron acelerar los procesos de deterioro en el sistema acero-concreto (ver Figuras 3 y 4). Además, se encontraron zonas con desprendimientos de concreto, delaminaciones, acero de refuerzo expuesto y disminución de la sección de éste, así como grietas con longitud que variaba desde 0.50 m hasta 5.00 m aproximadamente, en anchos de 3 mm y mayores.



Figura 3. Se observa acero de refuerzo expuesto, corrosión, delaminación de concreto y en forma de rectángulos múltiples zonas de reparaciones localizadas realizadas con anterioridad



Figura 4. Detalle de reparaciones localizadas donde se observa la separación de concreto reciente y anterior, lo que ocasiona delaminación del concreto y zonas anódicas que favorecen a la formación de celdas de corrosión.

En esta etapa se decidió ubicar 12 zonas de estudio en las que se utilizó la técnica de Resistencia a la Polarización Lineal empleando anillo de guarda para confinar la corriente (Andrade et al, 2004), potenciales de media celda, y pruebas químicas para obtener el perfil de carbonatación y la concentración de cloruros y sulfatos, así como resistencia a la compresión y medición de recubrimiento con pachómetro.

En la Tabla 1 se describe la nomenclatura de la clave de localización de las zonas de ensaye.

Tabla 1. Descripción de nomenclatura en zona de ensayos

Clasificación	-	Nivel al que se realizó el ensaye	-	Número de punto o zona ensayada
U2 (Torre)		Np (nivel de piso) P1 (pasarela 1) P2 (pasarela 2) P3 (pasarela 3)		01-12
Ejemplo U2-P1-P01 Torre -Nivel de pasarela 1-Zona de ensaye 01				

En la Tabla 2 se presenta el resumen de resultados de los ensayos realizados en la torre analizada.

3.2. Inspección detallada

3.2.1. Resistencia a la compresión simple del concreto ($f'c$).

Como se puede apreciar en la Tabla 2, resistencia a la compresión, se obtuvieron $f'c$ menores de 250 kg/cm^2 , y en las zonas de ensaye U2-P1-P04, se obtuvieron valores menores al 50% de las recomendadas en las NTC-DF (300 kg/cm^2), valores especificados para un ambiente de exposición B2 (Superficies de miembros en contacto con el terreno y expuestos a ambientes exteriores que son agresivos) de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias de DF (NTC-DF, 2008).

Tabla 2. Resumen de resultados

Clave Localización	U2-NP-P01	U2-P1-P02	U2-P1-P03	U2-P1-P04	U2-P1-P05	U2-NP-P06
Orientación	Oeste	Sur	Sur	Sur	Sur	Norte
Altura a partir de la base de la estructura (m)	Nivel de piso	16	16	16	16	Nivel de piso
Resistencia a la Compresión Simple f'_c (kg/cm ²)	246.09	---	181.30	114.92	---	
	Resistencia mínima para concretos expuestos a sulfatos, 350 kg/cm² de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño Construcción de estructuras de Concreto					
Concentración de Cloruros a los 3 cm de profundidad (% en peso de concreto)	---	---	0.05	0.039	---	0.079
	Umbral de cloruros 0.11% pp de concreto (P. Castro-Borges, 2013) en ambiente marino					
Concentración de Cloruros a los 3 cm de profundidad (% pp de concreto)	---	---	0.65	0.41	---	0.81
	Concentración Máxima admisible (Andrade et al 1998), 0.45 % pp de concreto					
Concentración de Sulfatos a los 3 cm de profundidad (% pp de concreto)	19.35	---	21.77	46.09	---	---
	13.37					
Potencial de Corrosión (mV vs Cu/CuSO ₄)	>-200	>-200	>-200	<-350	>-200	>-200
Velocidad de Corrosión (μA/cm ²)	0.1 – 0.5	> 1	0.1 – 0.5	> 1	> 1	0.1 – 0.5
	Moderada	Muy Elevada	Moderada	Muy Elevada	Muy Elevada	Moderada
Recubrimiento promedio (mm)	30.5	38	34.5	34.5	28	36
	Recubrimiento mínimo para un ambiente B2, 45 mm de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto					
Diámetro varilla promedio (mm)	17.9	17.9	16.9	19.5	19.6	24.9

Clave Localización	U2-NP-P07	U2-NP-P08	U2-P2-P09	U2-P2-P10	U2-P3-P11	U2-P3-P12
Orientación	Sur	Este	Este	Sur	Sur	Este
Altura a partir de la base de la estructura (m)	Nivel de Piso	Nivel de Piso	45	45	60	60
Resistencia a la Compresión Simple f'_c (kg/cm ²)	164.57	186.89	---	---	---	---
	Resistencia mínima para concretos expuestos a sulfatos, 350 kg/cm² de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño Construcción de estructuras de Concreto					
Concentración de Cloruros	0.03	---	0.037	---	0.032	---

a los 3 cm de profundidad (% pp de concreto)	Umbral de cloruros 0.11% pp de concreto (P. Castro-Borges, 2013) en ambiente marino					
Concentración de Sulfatos a los 3 cm de profundidad (% pp de concreto)	0.38	---	0.25	---	0.30	---
	Concentración Máxima admisible (Andrade et al 1998), 0.45 % pp de concreto					
Profundidad de Carbonatación (mm)	11.11	13.42	---	---	---	---
Potencial de Corrosión (mV vs Cu/CuSO ₄)	-200 a -350	>-200	>-200	-200 a -350	>-200	>-200
Velocidad de Corrosión (μA/cm ²)	0.1 – 0.5	0.5 – 1	> 1	> 1	0.5 – 1	0.5 – 1
	Moderada	Elevada	Muy Elevada	Muy Elevada	Elevada	Elevada
Recubrimiento promedio (mm)	39	50	22	36.5	30.5	27.3
	Recubrimiento mínimo para un ambiente B2, 45 mm de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño Construcción de Estructuras de Concreto					
Diámetro varilla promedio (mm)	21.1	20.3	20.9	30.6	22.5	20.4

3.2.2. Profundidad de carbonatación.

En la Figura 5, correspondiente al ensaye de carbonatación en la zona U2-P1-P04, se aprecia claramente la zona incolora después de la aplicación de la solución de fenolftaleína, lo que indica una reducción considerable del pH del concreto y que llega a la profundidad del acero de refuerzo mismos que se muestran en la Tabla 2, además en la misma Figura se observa un severo daño ocasionado por grietas paralelas a la superficie del muro.

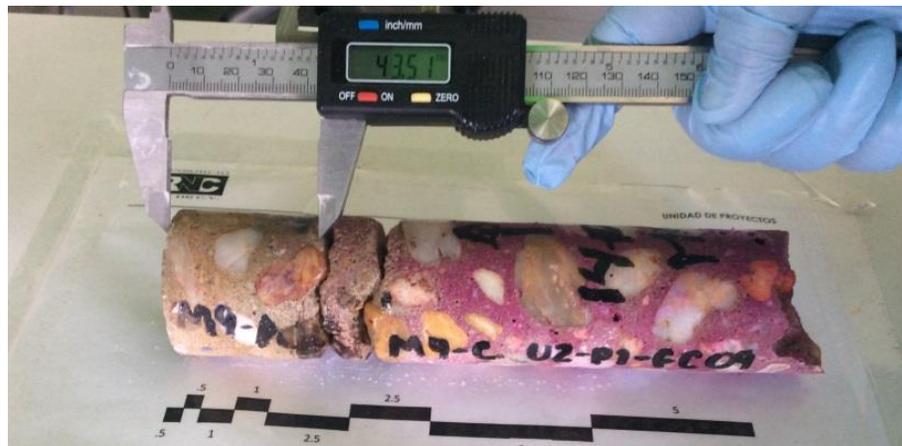


Figura 5. Profundidad de carbonatación en la zona U2-P1-P04, donde se observa una profundidad de daño considerable y grietas paralelas a la superficie.

3.2.3. Concentración de sulfatos.

En la Figura 6 se ilustran los resultados del contenido de sulfatos, se aprecia que los valores encontrados desde la superficie varían de 0.25 hasta 1.0% pp del contenido de concreto y a los 3 cm de profundidad se encuentran concentraciones de 0.50 hasta 0.80% pp del contenido de concreto, estos resultados se consideran muy elevados, ya que el umbral limite es 0.40% pp del

contenido de concreto. El agua de mar, los gases de las zonas industriales y particularmente el agua que se emplea en las torres de enfriamiento adyacentes, son fuentes con contenidos elevados de sulfatos. Las dos consecuencias del ataque por sulfatos en los componentes del concreto mejor conocidas son la formación de etringita y yeso.

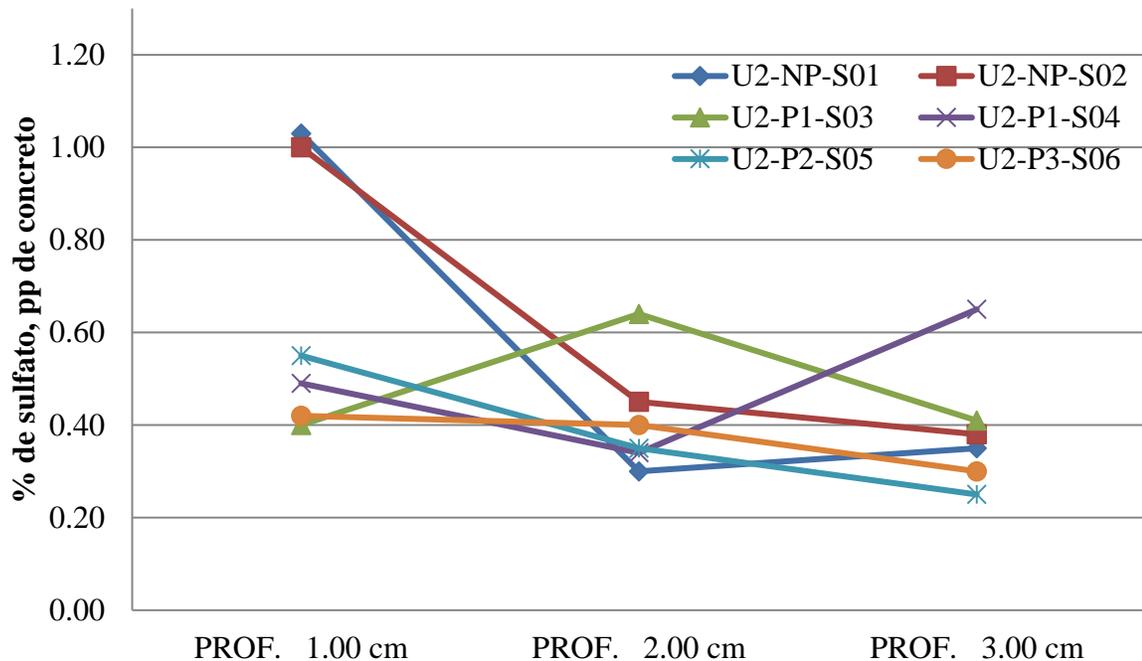


Figura 6. Resultados de concentración de sulfatos, donde se observa que todas las zonas de ensayo están dañadas por sulfatos, debido que se rebasa el umbral límite establecido en 0.40 % pp de concreto.

3.2.4. Concentración de cloruros.

En cuanto al ataque ocasionado por cloruros (ver Tabla 2), se puede afirmar que este no afecta gravemente a la estructura debido a que el cloruro no ha alcanzado la concentración que inicia y desencadena los problemas de corrosión del acero en concreto (Troconis et al, 1997; DURACON, 2006; DURACON, 2007). Aunque la zona costera se encuentra cerca de las estructuras, no ha sido factor determinante para este tipo de contaminación a la estructura.

3.2.5. Velocidad de corrosión.

Aunque existen zonas con acero expuesto, y la corrosión de la varilla es más que evidente, se realizaron ensayos no destructivos de velocidad de corrosión.

De acuerdo con la Tabla 2, fue más recurrente encontrar valores de velocidad de corrosión moderada a muy elevada en la mayoría de los casos con valores cercanos a $5 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ como se aprecia en la Figura 7.

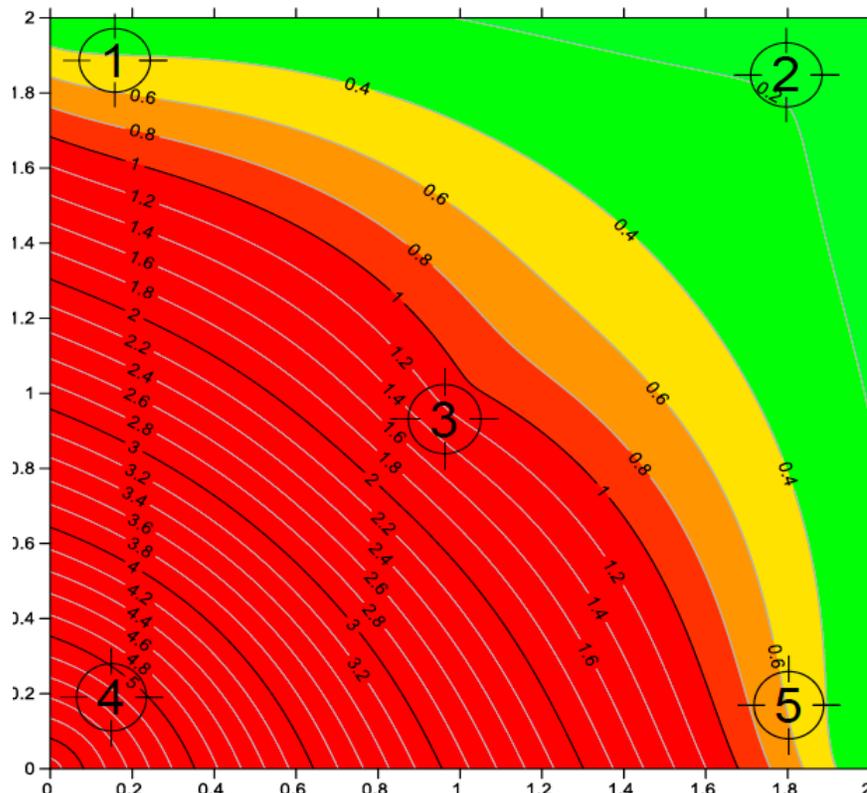


Figura 7. Zona de estudio U2-P1-P04, donde se observan isovalores de velocidad de corrosión, muy elevada.

Los valores de corrosión muy elevados pueden ser originados por las reparaciones localizadas, realizadas con materiales no compactados que han provocado grietas y delaminaciones entre concreto reciente y el preexistente, desafortunadamente en estructuras reales este efecto en la interfaz acero-concreto es muy común, como resultado del efecto “Top-bar”, el cual es una disminución de adherencia del acero de refuerzo en función del recubrimiento, esto en concretos con espesores considerables y compactaciones inadecuadas (P.R. Jeanty et al, 1988; A. Castel, 2006); o también se puede explicar como el resultado de la corrosión ocasionada por corrientes galvánicas dentro de una macrocelda, debido a la conexión eléctrica de barras de acero expuestas en diferentes entornos electroquímicos, es decir, acero pasivo en zonas de reciente reparación y acero activo en zonas carbonatadas (J. Gulikers y M. Raupach, 2006; J. Warkus y M. Raupach, 2006), que conduce a altas corrientes galvánicas y consecuentemente altos niveles de corrosión de acuerdo con la recomendación de RILEM (A. Nasser et al, 2010)

Es muy importante evaluar las características del electrolito del sistema, debido que en él se pueden conocer los elementos necesarios de contaminación por agentes agresivos y de esta manera conocer los mecanismos de corrosión de la estructura en estudio.

La torre estudiada se encuentra dentro de una central petroquímica, y adyacente a una serie de torres de enfriamiento, donde el principal mecanismo para la disminución de la temperatura del agua es su evaporación parcial, que provoca una disminución gradual en la cantidad de agua circulante y, por otro lado, un aumento continuo en la concentración de compuestos químicos en el sistema del condensador, emitiendo continuamente soluciones de sulfato

El ingreso de iones sulfato y los bajos valores de resistencia a la compresión son dos razones significativas para inducir la degradación de las propiedades estructurales en la estructura estudiada. Varios estudios han demostrado que el ataque químico por sulfatos es bastante complicado (E.F. Irassar, 2009), sin embargo, existen algunos factores predominantes que pueden

afectar la evolución de las propiedades de los concretos como la concentración de la solución de sulfato, temperatura de exposición elevada, y bajo pH del concreto (J. Skalny, 2002), En la estructura analizada se observaron estos tres factores. Cabe resaltar que la concentración de sulfatos excedió considerablemente la concentración máxima propuesta por C. Andrade (1998), generando la posible formación de etringita y yeso, la cual pudo haber acelerado la degradación del concreto por los productos de hidratación del cemento y la solución de iones sulfato provocando expansión y fisuración (C. Yu et al, 2015; F. Bellmann et al, 2006). Esta exposición a sulfatos solubles puede sufrir ablandamiento de su matriz cementicia o aumento en la porosidad global, todos estos efectos pueden reducir la durabilidad de la estructura.

3.3. Propuesta de rehabilitación-reforzamiento.

Después de la inspección realizada, se recomienda realizar de manera inmediata los trabajos de reparación, rehabilitación y reforzamiento que se describen abajo, a través de un proyecto ejecutivo, el cual incluirá mayores detalles. Para incrementar la vida de servicio residual de la estructura; es importante que los trabajos se realicen en la totalidad de la torre, para evitar la generación de zonas vulnerables a los efectos galvánicos.

Preliminares.

Se deberá hacer el retiro de concreto deteriorado y/o contaminado únicamente en zonas anódicas; limpieza del acero de refuerzo, y preparación del sustrato de acuerdo con lo estipulado en NMX-C-518-ONNCCE-2016 (2016), revisión y reposición en caso de ser necesario.

Etapa 1

Debido a los resultados de velocidad de corrosión elevados, es posible que existan zonas de la torre donde la pérdida de sección del acero de refuerzo haya disminuido considerablemente; en los sitios que presenten disminución del diámetro nominal original en más del 10%, se deberá realizar el reforzamiento de la estructura mediante la sustitución con varillas de acero del diámetro original y mismo límite de fluencia (f_y) cumpliendo la norma NMX-B-457-CANACERO-2013 (2013). La secuencia y geometría de la reparación debe ajustarse al manual de la red Rehabilitar (Helene, 2003).

Etapa 2

Debido a las condiciones geométricas propias de la estructura y la dificultad de colocar cimbra o aplicar concreto lanzado en grandes alturas, se recomienda realizar la recuperación de la sección con mortero de reparación estructural fabricado con cemento Portland del Tipo RS (resistente a sulfatos) NMX-C-414-ONNCCE-2014 (2014) y que cumplan con NMX-C-418-ONNCCE-2015 (2015) con la fluidez adecuada para que sea aplicado a mano.

Etapa 3

Para disminuir la probabilidad de corrosión en las zonas reparadas se recomienda utilizar inhibidor de corrosión del tipo de nitrito de calcio de acuerdo con ASTM C494 / C494M-17 (2017).

Etapa 4

Debido a la resistencia a la compresión tan baja observada en los resultados, se realizará un reforzamiento en la base de la estructura con sistema CFRP (fibra de carbono), hasta nivel de pasarela 1; además con este sistema se podrá incrementar el confinamiento, resistencia al esfuerzo cortante y a las cargas externas como viento y sismos, pero sin disminuir la ductilidad del elemento ACI-440R-07 (2007).

Etapa 5

Se deberá colocar un recubrimiento de protección anti-carbonatación e impermeable a cloruros con capacidad de puenteo de fisuras (proveer de un acabado estético para prevenir fisuras en el concreto en caso de aparición, ya que éstas son el medio de ingreso de más contaminantes), con componentes químicos que estén de acuerdo con lo establecido en ASTM C494 / C494M-17 (2017).

4. CONCLUSIONES

El empleo de vehículos aéreos no tripulados para la inspección de estructuras de concreto reforzado es una herramienta potente que permite visualizar zonas donde el personal no puede acceder.

El mecanismo que gobierna la corrosión en la estructura estudiada es la carbonatación, debido a la elevada concentración de CO₂ en el ambiente y una humedad relativa considerable, lo que ha ocasionado que se reduzca el pH del concreto y se genere la despasivación del acero de refuerzo.

Las emisiones de sulfatos en el ambiente industrial y el depósito de éstos en las paredes de concreto, ha generado una disminución considerable de la resistencia mecánica, lo cual se ve reflejado en las grietas y delaminaciones.

Las reparaciones localizadas realizadas con anterioridad aceleraron los daños por corrosión en las zonas adyacentes debido a la generación de celdas galvánicas.

Los bajos valores de resistencia mecánica del concreto y la elevada velocidad de corrosión en diversas zonas de estudio, comprometen estructuralmente a la torre, y la seguridad del personal que en ella labora, requiriendo una inmediata intervención de rehabilitación y reforzamiento.

Se presentó un resumen de propuesta de reparación en cinco etapas que deben traducirse en un proyecto ejecutivo completo de reparación.

5. REFERENCIAS

A. Castel, T. Vidal, K. Viriyametant, R. François, “*Effect of Reinforcing Bar Orientation and Location on Bond With Self-Compacting Concrete*”, ACI Struct. J. 3, Vol. 4 (2006) 559–567.

A. del Valle, J. Perez, A. Torres, M. Madrid, “*Evaluación del Puente Pajaritos: Una Estructura de Concreto de 50 Años en el Ambiente Agresivo del Golfo de México*” Ingeniería de Construcción, Vol (21) 1, (2006)

A. L. Sulaimani, J. Kaleemullah, M. Bsulbul, A. Rasheeduzzafar, “*Influence of Corrosion and Cracking on Bond Behavior and Strength of Reinforced Concrete Members*”. ACI structural Journal. (1992) pp. 220-231.

A. Nasser, A. Clement, S. Laurens, A. Castel, “*Influence of Steel-Concrete Interface Condition on Galvanic Corrosion Currents in Carbonated Concrete*”, Corros. Sci. Vol. 52 (2010) 2878–2890, <https://doi.org/10.1016/j.corsci.2010.04.037>

ACI 440R-07 Report on Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, American Concrete Institute (2007)

ASTM C114-05, *Standard Test Methods for Chemical Analysis of Hydraulic Cement*, ASTM International, West Conshohocken, PA, (2005) DOI: <https://doi.org/10.1520/C0114-05>

ASTM C494 / C494M-17, *Standard Specification for Chemical Admixtures for Concrete*, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2017. DOI: https://doi.org/10.1520/C0494_C0494M-17

ASTM C876-09, *Standard Test Method for Corrosion Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete*, ASTM International, West Conshohocken, PA, (2009) DOI: <https://doi.org/10.1520/C0876-09>

- C. Andrade, “Manual de Inspección de obras dañadas por corrosión de armaduras” CSIC (1998)
- C. Andrade, “Vida útil de las Estructuras de Hormigón Armado: Obras Nuevas y Deterioradas” Seminario Internacional EPUSP/FOSROC sobre patología das estruturas de concreto-Uma Visao moderna. Anis. San Paulo. (1992)
- C. Andrade, C. Alonso, J. Gulikers, R. Polder, R. Cigna, Vennessland, M. Salta, A. Raharinaivo, B. Elsener “Thest Metod for On-Site Corrosion rate Measurement of Steel Reinforcement in Concrete by Means of the Polarization Resistance Method” Material and Structures/Matériaux et Constructions. Vol 37 (2004) pp. 623-643. DOI: <https://doi.org/10.1007/BF02483292>
- C. Yu, W. Sun, K. Scrivener “Degradation Mechanism of Slag Blended Mortars Immersed in Sodium Sulfate Solution” Cem. Concr. Res., Vol. 72 (6) (2015), pp. 37-47.
<https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2015.02.015>.
- Cem. Concr. Res., Vol. 39 (3), (2009), pp. 241-254
- DURACON Collaboration, O. Trocónis de Rincón and coauthors. “Durability of concrete structures: Duracon, an Iberoamerican Project. Preliminary results”. Building & Environment. Elsevier Science LTD Publication. Vol 41 (7). (2006). pp. 952-962.
- DURACON Collaboration, O. Trocónis de Rincón and coauthors. “Effect of the Marine Environment on Reinforced Concrete Durability in Iberoamerican Countries: DURACON Project/CYTED”. Corrosion Science. Elsevier Science LTD Publication. Vol. 49 (7). (2007). pp. 2832-2843. <https://doi.org/10.1016/j.corsci.2007.02.009>.
- E. F. Irassar “Sulfate Attack on Cementitious Materials Containing Limestone Filler – A Review” Cem. Concr. Res., Vol. 39 (3), 2009, Pages 241-254.
<https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2008.11.007>.
- F. Bellmann, B. Möser, J. Stark “Influence of Sulfate Solution Concentration on the Formation of Gypsum in Sulfate Resistance Test Specimen” Cem. Concr. Res., Vol. 36 (2) (2006), pp. 358-363.
<https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2005.04.006>.
- J. Gulikers, M. Raupach, “Numerical Models for the Propagation Period of Reinforcement Corrosion – Comparison of a Case Study Calculated by Different Researchers”, Mater. Corros. Vol. 57 (8) (2006) 618–627. <https://doi.org/10.1002/maco.200603993>
- J. Skalny, J. Marchand, I. Odler, “Sulfate Attack on Concrete” Spon Press, New York (2002)
- J. Warkus, M. Raupach, “Modelling of Reinforcement Corrosion – Corrosion With Extensive Cathodes”, Mater. Corros. Vol. 57 (12) (2006) 920–925. <https://doi.org/10.1002/suco.201200003>
- NMX-B-457-CANACERO-2013, *Industria Siderúrgica – Varilla Corrugada de Acero de Baja Aleación para Refuerzo de Concreto – Especificaciones y Métodos de Prueba*, CANACERO (2013)
- NMX-C-083-ONNCCE 2010, *Industria de la Construcción – Concreto – Determinación de la Resistencia a la Compresión de Especímenes – Método de Ensayo*, ONNCCE, México DF, (2010)
- NMX-C-414-ONNCCE-2014, *Industria de la Construcción – Cementantes Hidráulicos – Especificaciones y Métodos de Ensayo*. ONNCCE, México DF, (2014)
- NMX-C-418-ONNCCE-2015, *Industria de la Construcción – Cementos Hidráulicos – Determinación del Cambio de Longitud de Morteros con Cemento Hidráulico Expuestos a una Solución de Sulfato de Sodio*. ONNCCE, México DF, (2015)
- NMX-C-495-ONNCCE-2015, *Industria de la Construcción - Durabilidad de Estructuras de Concreto Reforzado - Medición de Potenciales de Corrosión del Acero de Refuerzo sin Revestir, Embebido en Concreto - Especificaciones y Método de Ensayo*. ONNCCE, México DF, (2015)
- NMX-C-501-ONNCCE-2015, *Industria de la Construcción - Durabilidad de Estructuras de Concreto Reforzado - Medición de Velocidad de Corrosión en Campo - Especificaciones y Método de Ensayo*. ONNCCE, México DF, (2015)

- NMX-C-515-ONNCCE-2016, *Industria de la Construcción – Concreto Hidráulico – Durabilidad – Determinación de la Profundidad de Carbonatación en Concreto Hidráulico – Especificaciones y Método de Ensayo*. ONNCCE, México DF, (2016)
- NMX-C-518-ONNCCE-2016, *Industria de la Construcción - Durabilidad de Estructuras de Concreto Reforzado – Procedimientos de Preparación y Limpieza de Superficies para Reparación*. ONNCCE, México DF, (2016)
- NTC DF *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto* México DF (2008)
- O. Troconis de Rincón y Miembros de la Red DURAR. *Red Temática XV.B. Durabilidad de la Armadura. Manual De Inspección, Evaluación y Diagnóstico de Corrosión en Estructuras de Hormigón Armado*, CYTED Maracaibo. Venezuela. (1997).
- P. Castro-Borges, M. Balancán-Zapata, A. López-González, “*Analysis of tools to evaluate chloride threshold for corrosion onset of reinforced concrete in tropical marine environment of Yucatán, México*”. *Journal of Chemistry*, (2013), Article ID208619, Hindawi Publishing Corporation, <http://dx.doi.org/10.1155/2013/208616>, 8p.
- P. Helene, F. Pereira (2003), *Manual de Rehabilitación de Estructuras de hormigón. Reparación, Refuerzo y Protección*. Rehabilitar Red Temática XV.F CYTED. Primera edición .
- P.R. Jeanty, D. Mitchell, M.S. Mirza, “*Investigation of Top Bar effects in Beams*”, *ACI Struct. J.* Vol.85 (3) (1988) 251–257.
- Paweł Regucki, R. Krzyzyska, Z. Szeliga, H. Jouhara, “*Mathematical Model of Sulphate ion Concentration in a Closed Cooling System of a Power Plant*” *Thermal Science and Engineering Progress* Vol.4 (2017) 160–167. <https://doi.org/10.1016/j.tsep.2017.09.012> .
- S. Feliú, J.A. González, V. Feliú, Jr S. Feliú, M.L. Escudero, I. Rz Maribona, V. Austiín, C. Andrade, J.A. Bolaño, F. Jiménez F. (1993), *U.S. Patent No. 5.259.944*. (1993)