

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

Carmen Andrade Perdrix, **España**

Presidente

Enio Pazini Figueiredo, **Brasil**

Director General

Pedro Castro Borges, **México**

Secretario Ejecutivo

César Juárez Alvarado, **México**

Vicepresidente Técnico

Pedro Garcés Terradillos, **España**

Vicepresidente Administrativo

Luis Álvarez Valencia, **Guatemala**

Tesorero

Jose Manuel Mendoza Rangel, **México**

Gestores

Enrique Cervera Aguilar, **México**
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 (2022-2023):

Dra. Edna Possan
Universidade Tecnológica Federal do
Paraná, Curitiba, **Brasil**

Editor Ejecutivo:

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

Editores Asociados:

Dr. Manuel Fernández Cánovas
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**.

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 Tecnológico y de Estudios Superiores de

Monterrey, Querétaro

Querétaro, **México**

Dr. Filippo Ubertini

Universidad de Perugia,

Perugia, **Italia**

Dr. Ravindra Gettu

Instituto Indio de Tecnología de Madrás,

Chennai, **India**

CONTENIDO

REVISIÓN

Rocha, J. H. A., Farias, L. do N., Siqueira, T. P. L.: Nanofibras de celulosa (NFC) como refuerzo para matrices cementicias: revisión sistemática de la literatura.

Página

311 - 327

INVESTIGACIÓN BÁSICA

Costa, M. L. A. S., Valões, D. C. P., Nascimento, C. F. G., Silva, G. R., Lima, E. G. S., Silva, T. T. S., Santos, T. S.: Análisis de las características del hormigón con la sustitución del árido fino natural por residuos sólidos industriales.

328 – 346

Paat, J. A., Miam, J. A., Maldonado, E. E., Nieves, D., Pérez, T.: Realcalinización Electroquímica de Vigas de Concreto Carbonatadas aplicada bajo criterios de tres normatividades.

347 – 361

Nunes, C. G. L., Pereira, P. H. S., Melo, R. A., Rodrigues, J. F. K. G., Lucena, L. C. F. L.: Influencia del caucho de desecho de neumáticos en el rendimiento mecánico de mezclas asfálticas en caliente.

362 – 377

Pérez, J. L., Cabrera, J. A., Hernández, D., Godínez, E. A., Mundo, M. D.: Comparativa entre sensores galvánicos y potenciales de corrosión para el monitoreo del riesgo por corrosión del acero de refuerzo en estructuras de concreto.

378 – 397

Santos, M. F., Santos, D. P.: Evaluación de la influencia de la corrosión en la estabilidad global de las columnas de hormigón armado.

398 – 416

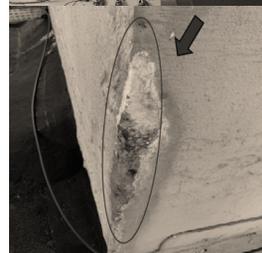
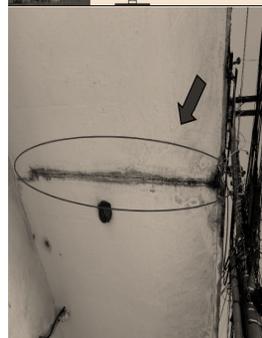
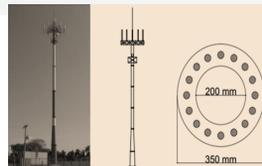
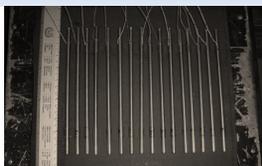
Moreno Herrera, J. A., Varela Rivera, J. L., Visairo Méndez, R., Castro Borges, P.: Comportamiento a flexión de vigas de concreto reforzado con parámetros electroquímicos asociados con un nivel de corrosión alto.

417 – 427

INVESTIGACIÓN APLICADA

Teixeira, G. H., Silva, J. R. Alves, E.C.: Evaluación de las manifestaciones patológicas del edificio Rio Negro en Anápolis-Goiás.

428 – 443



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 tercer número de nuestro doceavo año.

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

Esta edición V12 N3, inicia con un trabajo procedente de **Brasil**, donde Joaquín Humberto Aquino Rocha y colegas realizan una revisión sistemática de la literatura de los últimos cinco años sobre el uso de nanofibras de celulosa (NFC) en compuestos a base de cemento. Se presentan las principales formas de producción y dispersión, con énfasis en el efecto sobre el comportamiento de los materiales a base de cemento. El estudio consideró la influencia de las NFC en las propiedades en estado fresco y endurecido: reología, hidratación, resistencia a la compresión, resistencia a la flexión, energía de fractura, entre otras. Las NFC tienen efectos beneficiosos sobre las propiedades mecánicas; sin embargo, aún se necesita más investigación para optimizar la producción de NFC y los procesos de pretratamiento; establecer relaciones sobre la durabilidad de los compuestos con NFC, e identificar los posibles impactos ambientales de su uso.

En el segundo trabajo, procedente de **Brasil**, Marcus Luiz Alves dos Santos Costa y colegas presentan y discuten el aprovechamiento de los residuos sólidos industriales en función de como mejorar las propiedades mecánicas de los composites de cemento. Para ello se evaluó la incorporación de polvo granítico “triturado” y polvo de mármol en la fabricación de composites en base cemento, reemplazando parcialmente al árido fino natural en niveles del 50% y 100%. Para lograrlo se realizaron ensayos de caracterización de los agregados, además de la evaluación de la resistencia a compresión axial de las probetas. Los resultados mostraron que las mezclas que contienen un 50% de árido reciclado otorgan al material una resistencia a la compresión de 29,09 MPa, es decir, un 4% superior a las mezclas de referencia, siendo satisfactorios los resultados, demostrando la viabilidad de los áridos reciclados sobre piezas de hormigón.

El tercer trabajo de este número es de **México**, donde Josefa de los Angeles Paat Estrella y colega evalúan la realcalinización electroquímica a diferentes tiempos e intensidades de corriente de acuerdo con lo establecido en las normas UNE-EN-1504, NACE-SP0107 y NMX-C-553-ONNCCE en estructuras de concreto reforzado previamente carbonatadas, determinando el grado de

realcalinización, pH y potencial de media celda cada 7 días durante 28 días. Se logró una recuperación del pH con respecto al tiempo y a la intensidad de corriente, obteniendo valores de Ecorr inferiores a -350 mV, que de acuerdo a la norma ASTM C876-15, corresponden a un 90% de probabilidad de corrosión. Sin embargo, fue la NMX-C-553-ONNCCE-2018 la que presentó potenciales sin llegar a la región de sobreprotección, sin riesgo de producir hidrógeno y fragilidad en el acero.

En el cuarto artículo procedente de **Brasil**, Camila G. Luz Nunes y colegas tuvieron como objetivo optimizar la producción de mezclas asfálticas en caliente utilizando caucho asfáltico. Para ello, se evaluó el desempeño mecánico de mezclas asfálticas producidas con diferentes ligantes: asfalto caucho comercial (AC08), asfalto caucho 10% (AC10) y 15% (AC15) de residuos de caucho y asfalto convencional (PEN 50-70). Para la composición de estas mezclas, el contenido óptimo de asfalto fue definido por el método Marshall. Para la realización de las pruebas mecánicas se ensayaron probetas moldeadas con compactadores Marshall y Superpave. De los resultados obtenidos se encontró que las mezclas con AR08 y AR10, compactadas con Superpave presentaron el mejor desempeño mecánico. Sin embargo, el ligante AR08 ya está disponible en el mercado, lo que facilita su uso en trabajos de pavimentación.

El quinto artículo, de José Luis Pérez-Díaz y colegas, proviene de **México** y evaluó el riesgo por corrosión del acero en concreto, utilizando sensores galvánicos internos de acero al carbono/acero inoxidable con un electrodo externo de Cu/CuSO₄. Los sensores se utilizaron para monitorear los potenciales y corrientes de macrocelda de probetas prismáticas de concreto reforzado, con relaciones agua-cemento de 0.4 y 0.6, inmersas en solución de NaCl al 5%, durante 18 meses. Los resultados de los potenciales mostraron buena correlación entre los dos electrodos de referencia, pudiendo evaluar la corrosión del sistema. Además, la técnica de ruido electroquímico respalda el efecto por iones cloruro. Por lo tanto, los sensores galvánicos pueden considerarse para su implementación en el monitoreo y evaluación del estado de riesgo por corrosión en estructuras de concreto reforzado.

El sexto trabajo de este número lo escriben Danilo Pereira dos Santos y Maiara Feliciano dos Santos de **Brasil**. Este trabajo analiza el impacto de la corrosión en la estabilidad global de las columnas de hormigón armado, evaluando la efectividad de los criterios de reducción de rigidez propuestos por la ABNT NBR 6118: 2014. Con los análisis, utilizando modelos de elementos finitos que reproducían el comportamiento de los materiales, se definió que la corrosión provoca la intensificación de los esfuerzos globales de segundo orden en la estructura. Sin embargo, en situaciones críticas, la pérdida de equilibrio en la sección transversal resultó en una falla estructural incluso antes de la pérdida de la estabilidad. El estudio se llevó a cabo tanto a través de un análisis geométrico no lineal como mediante la aplicación del coeficiente γ_z , donde se concluyó que la posterior adición de efectos reológicos

puede conducir a una configuración que va más allá de los límites propuestos por la norma brasileña.

En el séptimo trabajo, procedente de **México**, Joel A. Moreno Herrera y colegas evaluaron el cambio en el comportamiento a flexión de vigas de concreto reforzado. Se consideraron vigas sin corrosión y vigas con parámetros electroquímicos asociados con un nivel de corrosión alto. Los parámetros electroquímicos considerados fueron la velocidad de corrosión, la resistividad eléctrica y la concentración de cloruros. Las vigas se ensayaron bajo cargas verticales incrementales hasta la falla. Se presentan los patrones de agrietamiento, las cargas de fluencia y máxima, la rigidez de fluencia y la ductilidad de desplazamiento de las vigas. Con base en el análisis de estos parámetros estructurales se concluye que el comportamiento a flexión de las vigas con y sin corrosión fue similar.

El artículo que cierra la edición es de G. H. Teixeira de **Brasil** y colegas, quienes muestran la aplicación de las metodologías GDE (Grado de Deterioro de la Estructura) y GUT (Gravedad, Urgencia y Tendencia) cuantificando las manifestaciones patológicas y determinando los puntos de mayor necesidad de mantenimiento. Así, se aplicó una perspectiva cuantitativa con la aplicación de las metodologías citadas y tras las inspecciones del edificio y un análisis visual con registro fotográfico, anotaciones y mapeos se aplicaron las metodologías y se obtuvo que la mayoría de las manifestaciones patológicas que se producen en la estructura del edificio tiene como origen la humedad, dando lugar a eflorescencias, manchas o infiltraciones. De este modo, este trabajo definió los puntos que necesitan prioridad, orientando las medidas que pueden tomarse posteriormente. Las metodologías demostraron ser eficaces e importantes para la toma de decisiones.

Es importante mencionar que los ONCyTS de Brasil y México han mantenido a Revista Alconpat en sus índices de Revistas Científicas de Calidad. En particular, en México, la Revista Alconpat se ha consolidado a nivel internacional y ya el Sistema Nacional de Investigadores la contempla como producto válido para promoción y permanencia de sus miembros. Este ha sido un gran logro, producto del esfuerzo de todos, autores, revisores y comité editorial. De igual forma, es importante mencionar que Revista Alconpat ya pertenece al Directorio de Revistas de Acceso Abierto (Directory of Open Access Journals, DOAJ), lo cual es un paso definitivo para aplicar a nuevos índices. Alconpat está haciendo también una inversión económica importante para que todos sus números estén marcados en XML-Jats para que pueda ser evaluada en índices de mayor prestigio. Enhorabuena y nuestro agradecimiento a todos.

Tenemos la seguridad de que los artículos de este número constituirán una referencia importante para aquellos lectores involucrados con cuestiones de evaluaciones y caracterizaciones de materiales, elementos y estructuras. 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

Nanofibras de celulosa (NFC) como refuerzo para matrices cementicias: revisión sistemática de la literatura

J. H. A. Rocha^{1*} , L. do N. Farias¹ , T. P. L. Siqueira¹ 

*Autor de Contacto: joaquin.rocha@coc.ufrj.br

DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v12i3.594>

Recepción: 13/03/2022 | Aceptación: 08/07/2022 | Publicación: 01/09/2022

RESUMEN

El objetivo de este estudio es realizar una revisión sistemática de la literatura de los últimos cinco años sobre el uso de nanofibras de celulosa (NFC) en compuestos a base de cemento. Se presentan las principales formas de producción y dispersión, con énfasis en el efecto sobre el comportamiento de los materiales a base de cemento. El estudio consideró la influencia de las NFC en las propiedades en estado fresco y endurecido: reología, hidratación, resistencia a la compresión, resistencia a la flexión, energía de fractura, entre otras. Las NFC tienen efectos beneficiosos sobre las propiedades mecánicas; sin embargo, aún se necesita más investigación para optimizar la producción de NFC y los procesos de pretratamiento; establecer relaciones sobre la durabilidad de los compuestos con NFC, e identificar los posibles impactos ambientales de su uso.

Palabras clave: nanomateriales de celulosa; compuestos de cemento; estado fresco; estado endurecido; propiedades mecánicas.

Citar como: Rocha, J. H. A., Farias, L. do N., Siqueira, T. P. L. (2022), “*Nanofibras de celulosa (NFC) como refuerzo para matrices cementicias: revisión sistemática de la literatura*”, Revista ALCONPAT, 12 (3), pp. 311-327., DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v12i3.594>

¹ Programa de Engenharia Civil, PEC/COPPE/UFRJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil.

Contribución de cada autor

En este trabajo el autor J. H. A. Rocha contribuyó con la idea original en un 33%, recolección de datos en un 40%, elección y desarrollo de la metodología de trabajo en un 40%, redacción y discusión de los resultados en un 40%; la autora L. do N. Farias contribuyó con la idea original en un 33%, recolección de datos en un 30%, elección y desarrollo de la metodología de trabajo en un 30%, redacción y discusión de los resultados en un 30%, y la autora T. P. L. Siqueira contribuyó con la idea original en 34%, recolección de datos en 30%, elección y desarrollo de la metodología de trabajo en 30%, redacción y discusión de resultados en 30%.

Licencia Creative Commons

Los derechos de autor (2022) son propiedad de los autores. Este trabajo es un artículo de acceso abierto publicado bajo los términos y condiciones de una licencia internacional Creative Commons Attribution 4.0 International License ([CC BY 4.0](https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/)).

Discusiones y correcciones posteriores a la publicación

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el tercer número del año 2023 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del segundo número del año 2023.

Cellulose nanofibers (CNF) as reinforcement for cementitious matrices: a systematic literature review

ABSTRACT

The aim of this study is to conduct a systematic literature review of the last five years on the use of cellulose nanofibers (CNF) in cementitious composites. The main production and dispersion methods are presented with emphasis on their effect on the behavior of cement-based materials. The study considered the influence of CNF on the fresh and hardened state properties: rheology, hydration, compressive strength, flexural strength, fracture energy, among others. CNF show positive effects on mechanical properties. However, further research is still necessary to optimize the production and pretreatment processes of CNF, establishing relationships regarding the durability of composites with CNF, and identifying possible environmental impacts of their use.

Keywords: cellulose nanomaterials; cementitious composites; fresh state; hardened state; mechanical properties.

Nanofibras de celulose (NFC) como reforço de matrizes cimentícias: revisão sistemática da literatura

RESUMO

O objetivo deste estudo é realizar uma revisão sistemática da literatura dos últimos cinco anos sobre o uso de nanofibras de celulose (NFC) em compósitos cimentícios. São apresentadas as principais formas de produção e dispersão, com destaque para o efeito sobre o comportamento dos materiais à base de cimento. O estudo considerou a influência das NFC nas propriedades no estado fresco e endurecido: reologia, hidratação, resistência à compressão, resistência à flexão, energia de fratura, entre outras. As NFC têm efeitos benéficos nas propriedades mecânicas; no entanto, maior pesquisa ainda é necessária para otimizar a produção e os processos de pré-tratamento das NFC; estabelecer relações sobre a durabilidade dos compósitos com NFC, e identificar possíveis impactos ambientais da sua utilização.

Palavras-chave: nanomateriais de celulose; compósitos cimentícios; estado fresco; estado endurecido; propriedades mecânicas.

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

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

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

La reproducción total o parcial de los contenidos e imágenes de la publicación se realiza en apego al código COPE y a la licencia CC BY 4.0 de la Revista ALCONPAT.

1. INTRODUCCIÓN

La búsqueda de materiales de construcción más sostenibles y con emisiones reducidas de CO₂ ha crecido significativamente en las últimas décadas, principalmente debido al calentamiento global y al hecho de que la industria de la construcción es considerada una de las más contaminantes del mundo (UN Environment *et al.*, 2018; CAO *et al.*, 2020). En esta búsqueda de materiales con menor impacto ambiental, se encuentra el uso de los denominados biomateriales, es decir, materiales que incorporan productos de origen vegetal en su formulación (Barnat-Hunek *et al.*, 2019; Nishimura *et al.*, 2019; Abdellaoui; Bouhfid, 2020; Barría *et al.*, 2021). Según Hoyos *et al.* (2019) la sostenibilidad de un material se define por su capacidad y tasa de regeneración y por la posibilidad de ser reasimilado al medio ambiente después de su uso.

Además, el uso de materiales a escala nanométrica, denominados nanomateriales, en los materiales de construcción también ha ido cobrando fuerza en los últimos años. A través de la nanomodificación es posible cambiar la nano y microestructura de las matrices de cemento para modificar varias propiedades del material (Santos *et al.*, 2021; Tang *et al.*, 2019; Zhang *et al.*, 2021). Estas alteraciones afectan el macrocomportamiento de las matrices, pudiendo aumentar la resistencia, la deformabilidad y la conductividad térmica de los materiales. Por tanto, las nanofibras de celulosa (NFC) se presentan como un material prometedor para ser incorporado en los materiales de construcción (Hisseine *et al.*, 2019; Claramunt *et al.*, 2019).

Las NFC son una categoría de biopolímeros que pueden ser sintetizados por plantas, bacterias y algas (Hoyos *et al.*, 2019; Ogura *et al.*, 2020) y que tienen alta resistencia, rigidez y módulo de elasticidad, lo que puede mejorar varias características de las matrices cementicias tradicionales (Mejdoub *et al.*, 2016; Dongre; Suryawanshi, 2021). Además, las NFC presentan como una de las principales ventajas ambientales una alta biodegradabilidad, baja toxicidad y mínimos riesgos ambientales y para la salud (Hisseine *et al.*, 2019).

Los estudios demuestran que la incorporación de nanofibras de celulosa puede aumentar la viscosidad de las matrices, actuando de manera similar a un aditivo modificador de la viscosidad, y tener la capacidad de retener agua, lo que, en consecuencia, reduce la exudación de las mezclas (Hisseine *et al.*, 2018a; Bakkari *et al.*, 2019). Analizando el desempeño mecánico de las matrices con incorporación de NFC, se percibe una tendencia a una ganancia en la resistencia a la compresión y a la flexión de las matrices en comparación con las mezclas de referencia (Cengiz *et al.*, 2017; Kolour *et al.*, 2020). Sin embargo, cuando la adición se produce en niveles muy altos, los efectos pueden ser negativos debido al aumento de la porosidad de las mezclas (Sun *et al.*, 2016; Correia *et al.*, 2018; Alzoubi *et al.*, 2020).

Por lo tanto, el presente estudio tiene como objetivo realizar una revisión sistemática de la literatura (RSL) para recopilar datos existentes sobre el uso de nanofibras de celulosa (NFC) en matrices cementicias e identificar brechas de conocimiento aún no exploradas. Para ello se realizó tanto un relevamiento de los trabajos más recientes publicados sobre el tema como un análisis de los datos encontrados para que este trabajo sirva de base a futuros estudios.

2. METODOLOGIA

Para llevar a cabo este estudio se definieron algunas preguntas que sirvieron de base para la elección y análisis de los estudios encontrados. Las preguntas que se hicieron fueron:

- 1.- ¿Cuáles son las dimensiones de las fibras más utilizadas en la actualidad y el porcentaje de incorporación más utilizado en la literatura?
- 2.- ¿Cuáles son los métodos de tratamiento/dispersión más utilizados en NFC observadas en los estudios?
- 3.- ¿Cuáles son las propiedades más analizadas de los compuestos reforzados con NFC y, en

consecuencia, cuáles son los ensayos más realizados?

Además de estas preguntas, se realizó un mapeo de los estudios encontrados, analizando los países, instituciones y autores que más publicaron sobre el tema y las palabras clave más utilizadas.

Para responder a estas preguntas, se eligieron dos bases de datos para encuestar los artículos: *ScienceDirect* y *Google Scholar*. La primera base de datos incluye varias revistas indexadas en *Scopus* y *Web of Science*. Además, a través del método conocido como *snowball*, se agregaron artículos relevantes con alto índice de citación presentes en *Google Scholar* que no estaban presentes en la primera base de datos y que fueron publicados en revistas con factor de impacto (*Scopus* y *Web of Science*).

Este estudio analizó todos los artículos de investigación relacionados con el tema publicados entre los años 2016 y 2021 y escritos en inglés. La cadena de búsqueda utilizada para realizar el levantamiento de los estudios fue: "CELLULOSE NANOFIBERS" AND ("CEMENT MATRICES" OR "MORTAR" OR "CONCRETE"), resultando un total de 163 artículos para análisis.

Después de excluir capítulos de libros y artículos de revisión de literatura y agregar artículos relevantes utilizando el método de bola de nieve, se analizaron los títulos y resúmenes de los artículos. Se excluyeron aquellos que no respondieron a las preguntas propuestas o que no incorporaron las fibras a las matrices cementicias. Finalmente, se analizaron 29 artículos considerados relevantes en su totalidad.

Se utilizó el programa *VOSViewer* (versión 1.6.17) para un análisis bibliométrico complementario de los artículos seleccionados.

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1 Mapeo de los estudios

El mapa de la Figura 1 muestra que los países que más publicaron sobre el tema fueron: Estados Unidos con 10 artículos publicados, Canadá con 7 artículos, China con 4 artículos y España y Brasil con 3 artículos cada uno. Todos los demás países que están representados en un tono más claro de verde contribuyeron con una publicación cada uno. Con estos resultados, se puede observar un predominio de los países del hemisferio norte en la publicación sobre el tema, estando presente en el 43% de las publicaciones. A pesar de esto, se puede apreciar que este es un tema que se está estudiando en todo el mundo, con la participación de 16 países diferentes en los artículos encontrados.

Los autores que más publicaron sobre el tema se muestran en la Figura 2, donde los colores claros (amarillo) indican mayor número de trabajos publicados, diferenciados por grupos de autores. Se observó que algunos autores participaron en más de una publicación sobre el tema. Mientras que, el 70% de los estudios presentaron autores diferentes. Este análisis muestra que existe un alto interés en la incorporación de NFC en matrices de cemento ya que varias instituciones y varios autores están involucrados en estas investigaciones.

La Figura 3 presenta las palabras más utilizadas en los títulos y palabras clave de los artículos estudiados. De acuerdo con los datos recabados, se percibe un predominio de las palabras "*cellulose nanofibers*", además de la presencia de propiedades que los artículos analizaron, entre ellas, "*mechanical properties*" y "*compressive strength*", es claro que existe una gran variedad de enfoques que se están utilizando en la actualidad con respecto al uso de NFC, lo que indica el rango de ventajas que este material puede presentar cuando se incorpora a diferentes tipos de matrices.

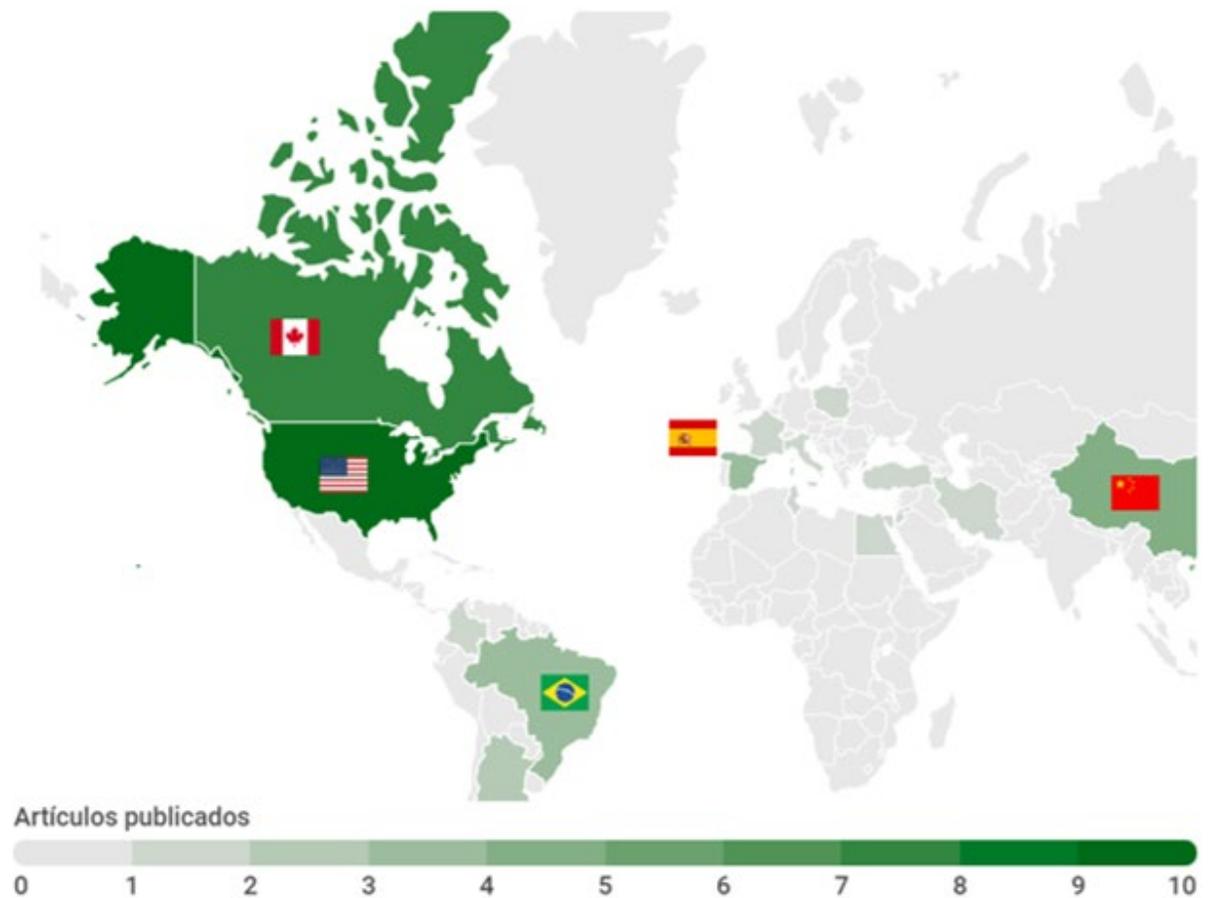


Figura 1. Países que más publicaron sobre el tema.

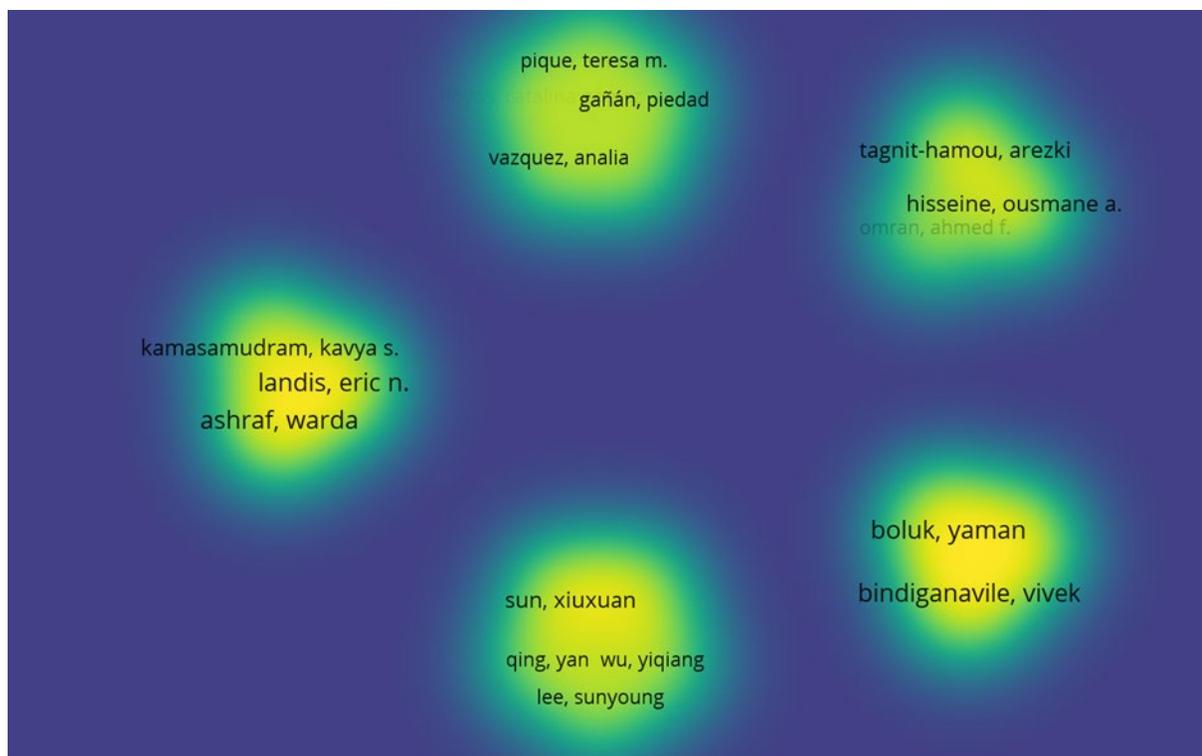


Figura 2. Mapa de densidad de los autores que más publicaron sobre el tema.

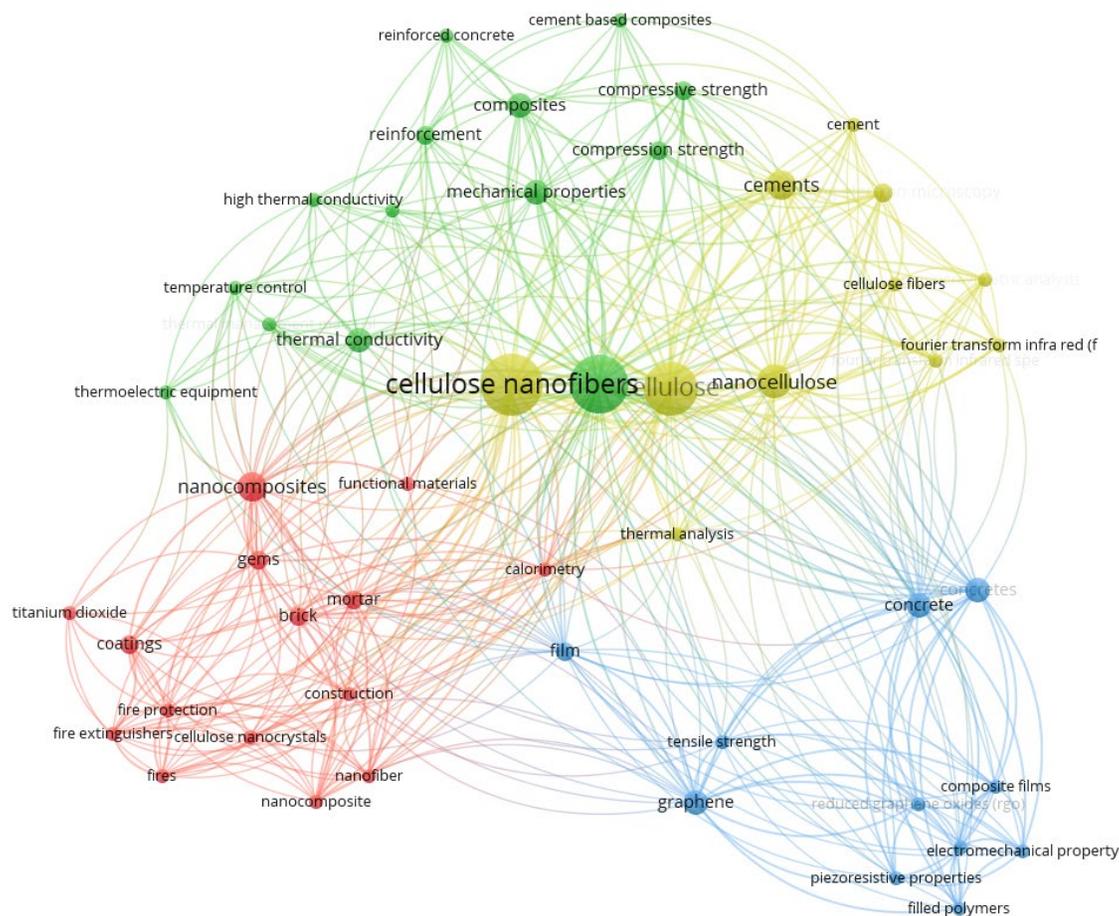


Figura 3. Palabras clave en títulos de artículos y palabras clave.

3.2 Nanofibras de celulosa (NFC)

La celulosa se somete a varios tratamientos químicos o físicos hasta dar lugar a la nanocelulosa. A su vez, dependiendo del método de extracción utilizado, la nanocelulosa también se puede dividir en algunos grupos, como las nanofibras de celulosa (NFC) y los nanocristales de celulosa (NCC). Las NCC se conocen comúnmente como celulosa nanocristalina, *nanowhiskers*, nanocristales y monocristales; mientras que, las NFC son mucho más finas, ya que se extraen de las microfibras de celulosa presentes en la biomasa, generalmente se denominan microfibrillas de celulosa, nanofibrillas o nanofibriladas de celulosa y consisten básicamente en nanopartículas/nanofibrillas largas y flexibles con dominios cristalinos y amorfos alternos (Abdul Khalil *et al.*, 2012; Guo *et al.*, 2020; Dhali *et al.*, 2021).

2021). Las NFC tienen un carácter hidrofílico, por lo que un bajo contenido, entre el 0,1% y el 5% en peso, se utiliza generalmente como refuerzo en matrices cementicias. Sin embargo, incluso en pequeñas cantidades, las NFC diluidas en agua pueden crear un gel estable y uniforme (Zhang; Scherer, 2020).

Algunos estudios reportan el uso de NFC como refuerzo en compuestos cementicios, lo cual se ha visto en la presente revisión de literatura. En el Apéndice 1 se presenta un resumen de las características generales de las nanofibras utilizadas por los autores, entre los estudios se observa que las dimensiones de las NFC utilizadas variaban en el rango de 10-500 nm de diámetro, 2-20 nm de ancho y con varias micras de largo. Sin embargo, es importante resaltar que en la literatura

la dimensión transversal del NFC se denomina tanto diámetro como ancho. En cuanto al porcentaje de NFC utilizada para reforzar la matriz de cemento, esta varió entre 0,02% y 3%. Además de las denominadas NFC, los estudios han designado otros nombres/tipos de nanofibras celulósicas, como nanofibrillas de celulosa hidrófila (Zhang; Scherer, 2020), celulosa nanofibrilada (Correia *et al.*, 2018) y NFC bacterianas (Akhlaghi *et al.*, 2020; Barría *et al.*, 2021). Estudios como el de Cengiz *et al.* (2017) realizaron comparaciones entre nanofibras naturales y comerciales. Las nanofibras naturales se derivaron de *Cladophora sp* (alga) que tiene una forma residual en un río. En general, las NFC estudiadas por los autores fueron utilizadas en matrices de pasta cementicia (62%); pastas y concretos (17%); pastas y morteros (13,7%) – algunos estudios relacionan dos tipos de matrices simultáneamente. Una excepción al trabajo de Panesar *et al.* (2017) quienes solo realizaron un estudio de tratamiento alcalino en NFC.

Uno de los grandes retos para el uso de NFC en matrices cementicias es la dispersión, por lo que los pretratamientos en nanofibras son de gran importancia. La cristalinidad de las nanofibrillas se reduce debido a la característica amorfa de la lignina y la hemicelulosa presentes en la celulosa, lo que también afecta las propiedades mecánicas conferidas a los compuestos a base de cemento. De esta forma, también se realizan métodos de tratamiento químico o enzimático (Dhali *et al.*, 2021). Pretratamiento alcalino, también conocido como mercerización, realizado por los autores Panesar *et al.* (2017) y Fonseca *et al.* (2019), consiste en exponer las nanofibras a una solución como el hidróxido de sodio. Fonseca *et al.* (2019) explican que el tratamiento alcalino se realizó para mejorar la desfibrilación de fibras de yute en nanofibrillas. Según Abdul Khalil *et al.* (2012), el pretratamiento alcalino también tiene la función de remover completamente la lignina y la hemicelulosa de las NFC, pero el tratamiento alcalino no es suficiente para remover los constituyentes celulósicos, en este caso, la remoción posterior de la lignina residual se puede hacer por medio del método de blanqueo.

El método de homogeneización fue realizado por autores como Hoyos *et al.* (2019), Tang *et al.* (2019), Sun *et al.* (2017), Mejdoub *et al.* (2016) y Jiao *et al.* (2016), y es un tipo de tratamiento mecánico para las fibras de celulosa que consiste en procesos de refinado y homogeneización a alta presión. Las fibras generalmente están sujetas a esfuerzos cíclicos repetidos. Según Abdul Khalil *et al.* (2012), este tratamiento aumenta el potencial de aprovechamiento de las fibras debido a que modifica parte de su morfología.

El sistema de oxidación mediado por TEMPO también fue mencionado y utilizado por Jiao *et al.* (2016). La oxidación realizada en presencia de TEMPO es un método utilizado para modificar la característica hidrofílica de la superficie de la nanocelulosa. Sin embargo, la eficiencia de este tipo de métodos ha sido probada en NCC, ya que demuestran una mejor dispersabilidad debido a la introducción de grupos carboxilato densos en sus superficies (Hassan *et al.*, 2021).

La sonicación se considera uno de los métodos más utilizados para la dispersión de NFC y se encontró con incidencias en la presente revisión, en los estudios de Sun *et al.* (2017), Claramunt *et al.* (2019), Barnat-Hunek *et al.* (2019), Nassiri *et al.* (2021) y Ez-zaki *et al.* (2021) se presentó este tipo de tratamiento. Sin embargo, aunque la sonicación puede ser eficaz para dispersar la nanocelulosa, Guo *et al.* (2020) informaron desafíos para este tratamiento, como la dificultad de convertir la nanocelulosa adsorbida en las partículas de cemento en nanocelulosa libre, lo que permite la aparición de aglomerados de fibra en las matrices de cemento.

3.3 NFC en compuestos de cemento

El Apéndice 2 presenta el detalle de las propiedades evaluadas en la literatura de pastas, morteros y concretos con NFC. Esta sección presenta un breve resumen de la influencia de la adición de NFC en la hidratación, reología, retracción, propiedades mecánicas (resistencia a la compresión y a la flexión), entre otras.

3.3.1 Hidratación

Varios estudios indican que el grado de hidratación del cemento aumenta con la presencia de NFC, ya que promueve la hidratación para producir silicato de calcio hidratado (C-S-H) e hidróxido de calcio (CH); por tanto, una mejora en las propiedades mecánicas (Mejdoub *et al.*, 2016; Sun *et al.*, 2017; Hoyos *et al.*, 2019; Hisseine *et al.*, 2019). Si bien no se reportan efectos adversos sobre el grado de hidratación, sí hay influencia sobre su cinética (Hisseine *et al.*, 2018a).

Jiao *et al.* (2016) indican que las muestras de pasta de cemento con y sin NFC no muestran diferencias en la hidratación en las primeras edades (10 horas), ya que la superficie expuesta de las partículas de cemento domina la liberación de calor y hay suficiente agua alrededor de las partículas de cemento para la hidratación (Lootens; Bentz, 2016). La adición de NFC prolonga los períodos de inducción y retrasa los flujos de calor máximos. Los grupos hidroxilo y carboxilo de las moléculas de celulosa son hidrofílicos (Klemm *et al.*, 2011), el átomo de oxígeno presente en estos grupos tiene electrones desapareados que pueden reaccionar con el ion calcio (Ca^{2+}) y formar un complejo hidrofílico que retrasa el período de inducción de hidratación y endurecimiento. Por lo tanto, se generan menos sitios de contacto entre las partículas de cemento y el agua, disminuyendo las tasas de formación de C-S-H y CH (Sedan *et al.*, 2008).

Debido a este mismo fenómeno, Goncalves *et al.* (2019) y Kamasamudram *et al.* (2020) también informaron una reducción en la formación de etringita. Kamasamudram *et al.* (2021a) encontraron que las nanofibras de lignocelulosa (LCNF) y las nanofibras de celulosa delignificadas (DCNF) reducen las cantidades de etringita y CH en la pasta de cemento hidratada. Sin embargo, se demostró que las NFC con nanopartículas de sílice aumentan la cantidad de CH, alrededor del 4%, debido al aumento en la velocidad de reacción del cemento (efecto de relleno); mientras que, para las muestras con solo NFC se observó una reducción de CH (Kamasamudram *et al.*, 2020).

Durante largos períodos de tiempo, las NFC liberan agua en las regiones cercanas y contribuyen a la hidratación de las partículas de cemento no hidratadas, lo que mejora la microestructura y las propiedades mecánicas de las pastas de cemento (Jiao *et al.*, 2016). En este sentido, Ez-zaki *et al.* (2021) indican la misma tendencia cuando se utiliza escoria de alto horno granulada molida activada por álcali con NFC. Kolour *et al.* (2020) indican que el grado de hidratación aumenta con la presencia de NFC a los 3 días. Zhang y Scherer (2020) también mencionan que las NFC mejoran la hidratación del cemento a largo plazo; sin embargo, esto puede variar según la fuente de las NFC.

Por otro lado, Mejdoub *et al.* (2016), Kamasamudram *et al.* (2020) y Kamasamudram *et al.* (2021b) indican que las NFC aceleran la hidratación del cemento en etapas tempranas como resultado del efecto de nucleación y que este efecto es mayor para NFC con nanopartículas de sílice. Después de 80 h de hidratación, las adiciones de NFC no mostraron efectos significativos en el grado de hidratación (Kamasamudram *et al.*, 2021a). Kamasamudram *et al.* (2021b) concluyen que la influencia de NFC en la hidratación depende de la relación a/c (la concentración de iones alcalinos en los poros depende de la relación a/c), donde para una relación a/c de 0,35 hay una hidratación acelerada en las primeras edades; mientras que, para una relación a/c de 0,45, la hidratación no fue tan prominente.

Aunque no se reportan efectos adversos sobre la hidratación, se necesitan más estudios de cinética de hidratación en las primeras horas para definir posibles aplicaciones en la construcción, además del análisis de otras variables como el tipo de cemento, diferentes relaciones a/c, etc.

3.3.2 Reología

Todos los estudios que analizaron la reología de la pasta de cemento y el concreto con NFC informaron mejoras como el límite elástico y la viscosidad (Hisseine *et al.*, 2018a; Bakkari *et al.*, 2019; Ez-zaki *et al.*, 2021). En general, las NFC actúan como un agente modificador de la viscosidad de las pastas de cemento, aumentando su límite elástico con pequeñas adiciones de NFC,

esto se atribuye a dos razones: a) la capacidad de retención de agua, ya que la hidrofilia es una característica intrínseca de las NFC (Hisseine *et al.*, 2018a; Hisseine *et al.*, 2018b; Ez-zaki *et al.*, 2021), y b) la formación de redes de NFC, destacadas en NFC de longitudes más largas y flexibles (Hoyos *et al.*, 2019; Nassiri *et al.*, 2021).

Hisseine *et al.* (2018a) y Hisseine *et al.* (2019) indican que la incorporación de NFC requiere el uso de aditivos reductores de agua de alto rango (HRWRA), debido a la modificación de la viscosidad que producen las NFC. Esto está asociado con la hidrofiliencia de las NFC, lo que aumenta la retención de agua y un área de superficie alta y una relación de aspecto alta de las NFC, lo que aumenta la formación de redes de NFC. Sobre este último punto, Hisseine *et al.* (2018a) encontraron que las redes de NFC aumentan la viscosidad de la mezcla a bajas tasas de cizallamiento; sin embargo, para altas tasas de cizallamiento, las redes de NFC llevaron a una menor viscosidad, debido a la racionalización de las NFC en la dirección del flujo, presentando un comportamiento de adelgazamiento por cizallamiento.

La adición de NFC aumentó el límite elástico de la suspensión de cemento de pozos petroleros (CPP), mejorando las propiedades reológicas (Sun *et al.*, 2016). Tang *et al.* (2019) encontraron que la fuerza del gel, el límite elástico y la viscosidad de las suspensiones de NFC y CPP eran más altos en comparación con las suspensiones de nanocristales de celulosa (NCC), esto se debe a que es más probable que las NFC formen la red entrelazada. En otro estudio de NFC con CPP, se descubrió que la adición de nanoplacas de grafeno (NPG) conduce a mayores tensiones de flujo en estado fresco (Sun *et al.*, 2019). Se observa que las NFC tienen una influencia importante en el comportamiento reológico de los materiales a base de cemento; sin embargo, pocos autores han considerado este aspecto, lo cual es un punto importante para futuras investigaciones.

3.3.3 Retracción

Zhang y Scherer (2020) demostraron el uso de NFC para estudiar la contracción química de pastas de cemento de alta *a/c* a edades tempranas (3 días), ya que no existe un efecto químico sobre la hidratación a corto plazo. Las NFC crearon una estructura estable para soportar las partículas de cemento y permitirles hidratarse sin sedimentarse.

Kolour *et al.* (2020) encontraron que agregar una cantidad de 0,06% de NFC (en peso de cemento) conduce a una reducción de la retracción autógena de hasta un 49% en pastas de cemento con una relación *a/c* de 0,30. Para concretos autocompactantes, Hisseine *et al.* (2018b) informaron que el uso de NFC redujo las deformaciones por retracción autógena hasta en un 31% en 7 días.

El uso de NFC con un mayor nivel de grupos carboxilo en los sistemas de cemento Portland mitiga los cambios dimensionales y las grietas asociadas con la retracción de las pastas de cemento (Bakkari *et al.*, 2019).

Los estudios muestran que las NFC reducen principalmente la retracción química y autógena. Sin embargo, no existen estudios a largo plazo, como retracción por secado y fluencia, además de relacionar estas propiedades con materiales, dosificación, humedad, temperatura, curado, entre otros.

3.3.4 Propiedades mecánicas

Como se mencionó anteriormente, las propiedades mecánicas de las pastas de cemento mejoran con la adición de NFC, debido a la retención de agua de las NFC y al aumento del grado de hidratación (curado interno), así como a la mayor adherencia de las NFC y la matriz de cemento. Sin embargo, altos niveles de NFC son perjudiciales porque aumentan la porosidad y se deben tener en cuenta otros factores para el desarrollo de las propiedades mecánicas (Sun *et al.*, 2016; Correia *et al.*, 2018; Hisseine *et al.*, 2018a; Hisseine *et al.*, 2019; Kolour *et al.*, 2020; Alzoubi *et al.*, 2020).

a) Resistencia a la compresión: La mayoría de los estudios informan un aumento en la resistencia

a la compresión con la adición de NFC (Hisseine *et al.*, 2019; Sun *et al.*, 2017). Mejdoub *et al.* (2016) encontraron un aumento en la resistencia a la compresión de más del 50% con 0,3% de NFC. En los resultados de Kolour *et al.* (2020) para una mezcla con 0,15% de NFC hubo un aumento de hasta un 31% a los 7 días y, para una mezcla con 0,09% de NFC, hubo un aumento de hasta un 16% a los 28 días. En concreto autocompactante, Hisseine *et al.* (2018b) indican una tendencia positiva en la adición de NFC, la resistencia a la compresión aumenta hasta en un 16%. Kamasamudram *et al.* (2020) demostraron que la adición de 0,1% de NFC con nanopartículas de sílice aumenta la resistencia a la compresión en un 13% (a los 90 días) en comparación con el lote de control y en un 10% en comparación con el lote sin nanopartículas de sílice.

La adición de DCNF mostró un aumento máximo del 15% en la resistencia a la compresión al 0,05% y al 0,1% de DCNF después de 90 días de curado. El aumento máximo de la resistencia a la compresión de la pasta de cemento curada durante 90 días con la adición de 0,1% de LCNF fue de alrededor del 16% (Kamasamudram *et al.*, 2021a).

La adición de NFC y material de cambio de fase propició un aumento de la resistencia a la compresión del mortero de cemento, donde el mejor resultado se obtiene con la adición de 0,5% de NFC, debido a la reducción de la porosidad del mortero (Alzoubi *et al.*, 2020).

Por otro lado, algunos estudios reportan que la adición de NFC no tiene un efecto considerable en la resistencia a la compresión de las pastas de cemento (Kamasamudram *et al.*, 2021b), incluso ser afectada negativamente por la entrada de aire y la aglomeración de las NFC (Hisseine *et al.*, 2018b). Aunque Nasiri *et al.* (2019) informan un aumento en la resistencia a la compresión (17-18%) con la adición de NFC, las concentraciones superiores al 0,065% dieron como resultado pequeñas mejoras en la resistencia a los 7 días y una disminución a los 28 días en comparación con el control. La Figura 4a resume el cambio porcentual en la resistencia a la compresión a los 28 días en función del porcentaje de adición de NFC. Es importante señalar que solo se consideraron los estudios que proporcionaron datos. Cuando se clasifican los resultados de variación por la relación a/c (Figura 4b), se observa que a menor relación a/c, mayor porcentaje de variación positiva, 9,80% para una relación a/c de 0,26 a 0,30, presentando un solo dato atípico. Adicionalmente, se observa que, para esta relación a/c, solo existen porcentajes positivos y una menor dispersión de los datos (3-43%). Para las demás relaciones a/c, la dispersión de los datos es mayor y se presentan valores de reducción de la resistencia a la compresión.

b) Resistencia a la flexión: Para la resistencia a la flexión, se reporta un efecto generalmente positivo (Hisseine *et al.*, 2018a; Hisseine *et al.*, 2018b; Hisseine *et al.*, 2019). Hisseine *et al.* (2019) describe un incremento de hasta un 25%. Kamasamudram *et al.* (2020) encontraron que, con la adición de 0,1% de NFC, la resistencia a la flexión aumentó en un 70%, valor cercano al reportado por Kamasamudram *et al.* (2021b), 75%. Kolour *et al.* (2020) informaron porcentajes aún más altos. (2020), 116% y Cengiz *et al.* (2017), 169,7%.

Sun *et al.* (2016) encontraron que la flexión aumentó un 20,7% para una relación NFC/PPP de 0,04, lo que se atribuye a una mayor hidratación y al efecto de unión de las NFC, pero también señalan que la adición excesiva de NFC es perjudicial debido a la aglomeración de las nanopartículas. En un trabajo más reciente de los mismos autores, se indicó que tanto la resistencia a la compresión como a la flexión aumentaron con la adición de GNP (2017).

En el estudio de Cengiz *et al.* (2017) se reportó que la resistencia a la flexión en los morteros aumentó 2,7 veces con la adición de NFC de algas, debido a la alta relación de aspecto de NFC, que mejora la interfaz de unión entre NFC y la pasta de cemento. Sin embargo, el uso de NFC comercial tiene un efecto negativo en la tensión de flexión, debido a su baja relación de aspecto e insolubilidad.

Hisseine *et al.* (2018a) indicaron efectos positivos de NFC en el desempeño mecánico de las pastas de cemento, debido a una mayor homogeneidad y estabilidad. En concreto autocompactante, los autores demostraron que la capacidad de flexión y la resistencia a la tracción a la rotura aumentan

hasta en un 21 y 26%, respectivamente. Hisseine *et al.* (2018b) también reportan la misma tendencia en concreto autocompactante, donde todas las propiedades mecánicas medidas mejoraron, solo al 22% de flexión, debido al nano-refuerzo y curado interno.

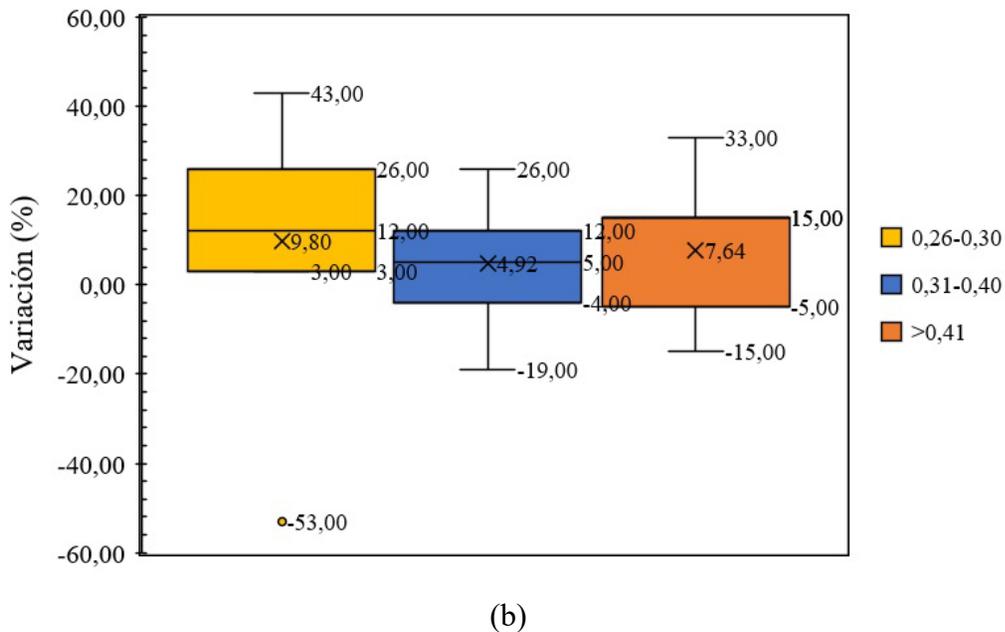
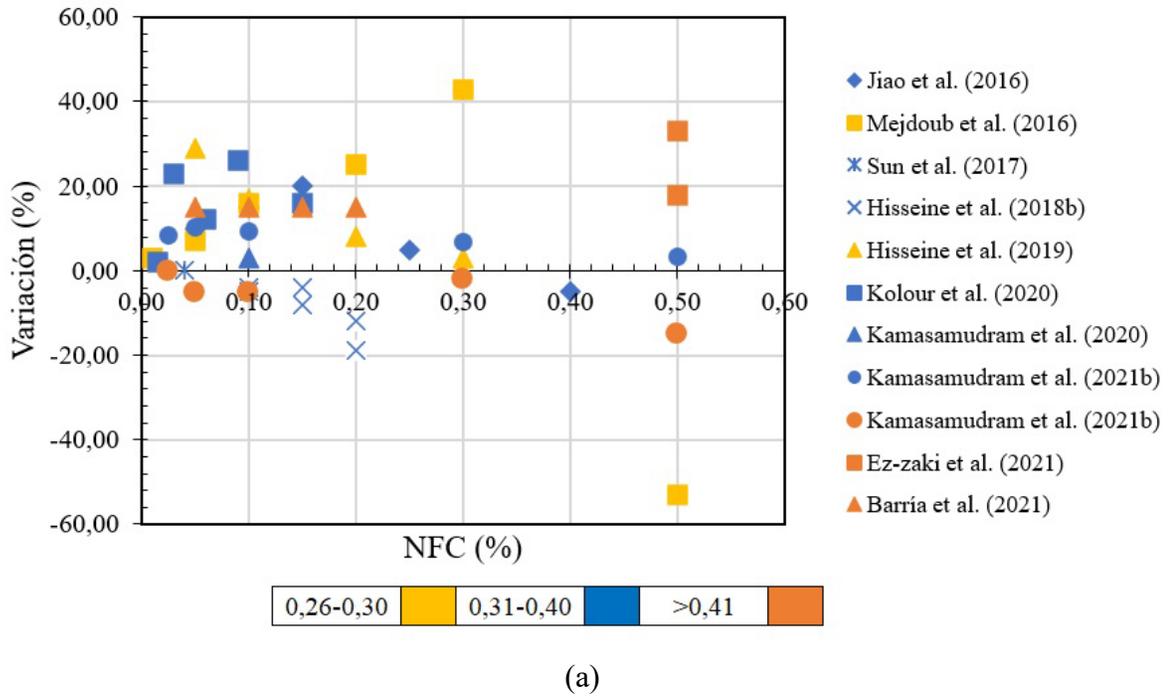
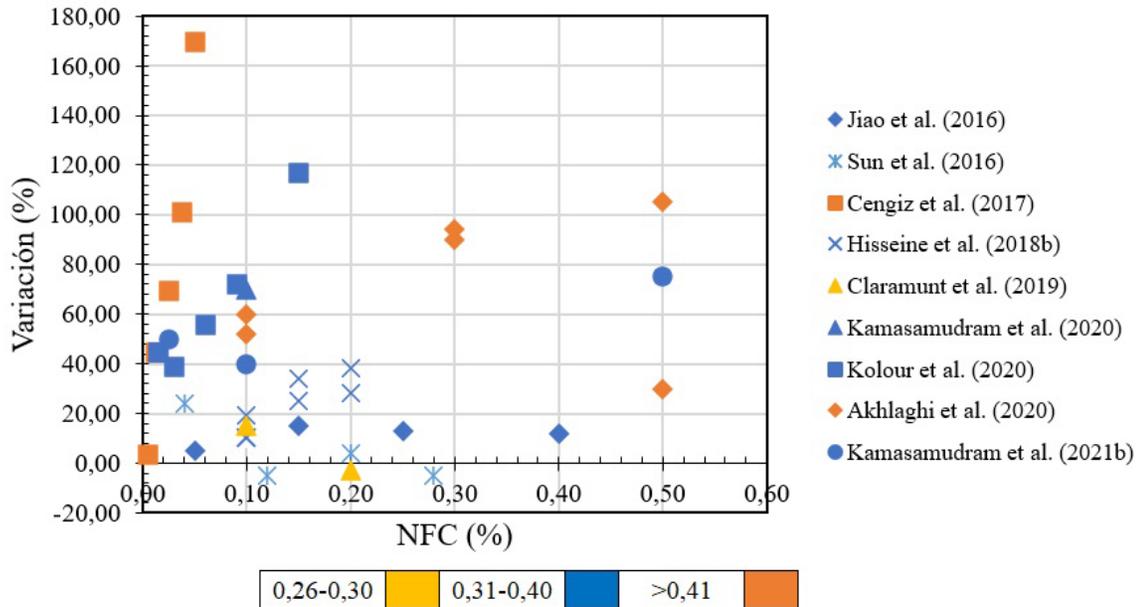


Figura 4. a) Variación da resistencia a la compresión a los 28 días, e b) dispersión de datos considerando a relación a/c.

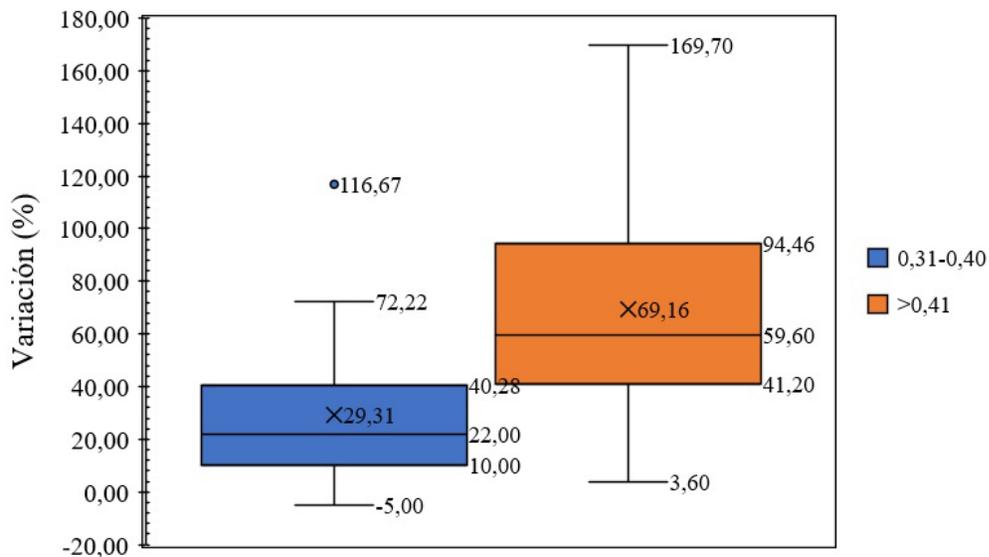
La resistencia a la flexión de las pastas de cemento puede aumentar del 20% al 111% con la adición de NFC, este último valor al 0,1% de NFC, tanto para DCNF como para LCNF (Kamasamudram *et al.*, 2021a).

La Figura 5a presenta un desglose de los resultados reportados en la literatura en cuanto a la resistencia a la flexión a los 28 días, observando que la mayoría son positivos y con porcentajes

más altos en relación con la resistencia a la compresión. La Figura 5b muestra que los resultados informados para una relación a/c de 0,31 a 0,40 están menos dispersos, con un promedio de 29,3 % y un solo valor atípico (116,67 %). Para una a/c mayor a 0.41 hay un promedio de 69,16%, pero mayor dispersión de los datos. No se muestra la dispersión para una relación a/c de 0,26 a 0,30, ya que solo existe un estudio dentro de este rango (Claramunt *et al.*, 2019).



(a)



(b)

Figura 5. a) Variação da resistência à flexão aos 28 dias, e b) dispersão de dados considerando a relação a/c.

Finalmente, la Figura 6 resume todos los resultados reportados en la literatura tanto para la resistencia a la compresión (verde) como a la flexión (rojo) de concretos y morteros, mostrando efectos positivos de la adición de NFC, principalmente para la resistencia a la flexión.

3.3.5 Otras propiedades

Este subtítulo presenta otras propiedades que han sido investigadas en algunos trabajos publicados, destacando que la durabilidad de los materiales a base de cemento con NFC es el aspecto menos investigado, pero con creciente interés en los últimos años.

a) Penetración de iones de sulfato: Las NFC reducen la penetración de iones de sulfato en un sistema cementicio. Se observó que la adición de NFC (0,3–0,4 %) al cemento Portland Tipo GU proporciona la misma o mayor resistencia al ataque de los sulfatos que un cemento Portland Tipo HS especialmente formulado (Goncalves *et al.*, 2019).

b) Entrada de iones de cloruro: El uso de NFC evita la penetración de iones de cloruro. Se atribuye a la cantidad de grupos carboxilo, que conducen a la restricción del aporte de cloruro, además de mejorar la trabajabilidad (Goncalves *et al.*, 2020).

c) Módulo elástico: Kamasamudram *et al.* (2021b) observaron que 0,025% y 0,5% de NFC aumentaban el módulo de elasticidad de la pasta de cemento entre un 200% y un 250% aproximadamente. Hisseine *et al.* (2019) reportaron un incremento del 18% y Fonseca *et al.* (2019) indican que, en general, los compuestos con NFC presentan un mejor comportamiento mecánico y que el módulo dinámico de elasticidad aumenta con el tiempo incluso cuando se exponen a la intemperie. Las NFC con cemento de aluminato de calcio (CAC) muestran un aumento del módulo de elasticidad en comparación con las mezclas con cemento Portland (Claramunt *et al.*, 2019).

d) Porosidad: Mejdoub *et al.* (2016) indicaron que la porosidad en las pastas de cemento se redujo con la adición de NFC, siendo el mejor resultado 0,3% NFC. Por otro lado, Gonçalves *et al.* (2019) señalan que las NFC refinan el tamaño de los poros, registrando un aumento en el volumen total de micro y nanoporos; sin embargo, hubo una reducción en la porosidad para tamaños mayores a 10 nm.

e) Coeficiente de expansión y conductividad térmicas: El uso de NFC aumentó tanto el coeficiente de expansión térmica como la conductividad térmica de las pastas de cemento, principalmente debido al potencial de las NFC para reducir la porosidad y mejorar la microestructura de la matriz cementicia (Mejdoub *et al.*, 2016). Alzoubi *et al.* (2020) también informaron un aumento en la conductividad térmica de los compuestos PCM/NFC.

f) Exudación: Las NFC actúan como un agente de retención de agua y reservorios de agua para evitar la segregación y la exudación (Ez-zaki *et al.*, 2021). Gonçalves *et al.* (2021) demostraron que la adición de NFC reduce significativamente el volumen de agua de filtración. Las NFC dificultan que los granos de cemento se asienten y obstruyen la migración ascendente del agua libre. Sin embargo, en presencia de superplastificantes, las NFC son menos efectivos para reducir la exudación. Los autores consideran que el efecto de las NFC sobre la exudación atenúa la retracción plástica, así como la retracción autógena durante las primeras etapas de hidratación.

Finalmente, se señaló la falta de estudios para evaluar los impactos ambientales de los compuestos a base de cemento con NFC; y, en este sentido, se podrían realizar estudios de Análisis de Ciclo de Vida (ACV) de forma complementaria.

4. CONCLUSIONES

Aunque el uso de nanofibras de celulosa (NFC) en la construcción civil es un campo reciente, aún poco explorado, los estudios de NFC como refuerzo en matrices cementicias muestran que su uso puede mejorar el desempeño de las propiedades.

Estudios recientes de la aplicación de NFC en matrices cementicias se han centrado en las pastas de cemento, con un 62% de las investigaciones analizadas (solo para pastas).

Se añaden pequeños porcentajes de NFC a los compuestos a base de cemento, niveles de refuerzo que generalmente oscilan entre 0,02% y 3%. Sin embargo, existen desafíos en el uso de estos materiales en cuanto a su dispersión en la matriz de cemento, por lo que los pretratamientos en

nanofibras son de gran importancia porque aumentan su potencial de uso. Los tratamientos/dispersión más utilizados son la sonicación, la homogeneización, la oxidación mediada por TEMPO y el pretratamiento alcalino de las fibras.

En cuanto a las dimensiones de las NFC más utilizadas en investigación, se reportaron bandas de 10-500 nm y 2-20 nm como diámetro y ancho, respectivamente.

La adición de NFC permite, en general, un aumento del grado de hidratación del cemento, mejora de las propiedades reológicas, como viscosidad y límite elástico, favorece la retención de agua en la mezcla con signos de reducción de segregación y exudación, en además de mejorar el comportamiento en la retracción de los compuestos a base de cemento.

La mayoría de los estudios indican una tendencia creciente en las propiedades mecánicas, como la resistencia a la compresión, la resistencia a la flexión, la mecánica de fractura y el módulo de elasticidad. Con énfasis en la propiedad de resistencia a la flexión, con avances en resultados aún más positivos en comparación con la resistencia a la compresión.

Es importante destacar que la buena dispersión de fibras, la homogeneidad de la matriz y el contenido de NFC utilizados tienen gran influencia en estas evaluaciones; sin embargo, una mayor incorporación tiende a formar aglomerados de fibras provocando disminuciones o siendo perjudiciales para los resultados.

5. REFERENCIAS

Abdellaoui, H., Bouhfid, R. (2020), *Review of nanocellulose and nanohydrogel matrices for the development of sustainable future materials*. In Sustainable Nanocellulose and Nanohydrogels from Natural Sources, 155-176. <https://doi.org/10.1016/B978-0-12-816789-2.00007-9>

Abdul Khalil, H. P. S., et al. (2012), *Green composites from sustainable cellulose nanofibrils: A review*. Carbohydrate Polymers. 87(2):963–979. <https://doi.org/10.1016/j.carbpol.2011.08.078>

Akhlaghi, M. A., et al. (2020), *Application of bacterial nanocellulose fibers as reinforcement in cement composites*. Construction and Building Materials. 241:118061. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.118061>

Alzoubi, H. H., et al. (2020), *Performance of cementitious composites with nano PCMs and cellulose nanofibers*. Construction and Building Materials. 236:117483. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117483>

Bakkari, M., et al. (2019), *Preparation of cellulose nanofibers by TEMPO-oxidation of bleached chemi-thermomechanical pulp for cement applications*. Carbohydrate Polymers. 203:238–245. <https://doi.org/10.1016/j.carbpol.2018.09.036>

Barnat-Hunek, D., et al. (2019), *Effect of cellulose nanofibrils and nanocrystals on physical properties of concrete*. Construction and Building Materials. 223:1–11. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.06.145>

Barría, J. C., et al. (2021), *Effect of bacterial nanocellulose on the fresh and hardened states of oil well cement*. Journal of Petroleum Science and Engineering. 199. <https://doi.org/10.1016/j.petrol.2020.108259>

Cao, Z., et al. (2020), *The sponge effect and carbon emission mitigation potentials of the global cement cycle*. Nature communications. 11(1): 1-9. <https://doi.org/10.1038/s41467-020-17583-w>

Cengiz, A., et al (2017), *Flexural stress enhancement of concrete by incorporation of algal cellulose nanofibers*. Construction and Building Materials. 149:289–295. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.05.104>

Claramunt, J., et al. (2019), *Effect of nanocelluloses on the microstructure and mechanical performance of CAC cementitious matrices*. Cement and Concrete Research. 119:64–76, 2019. Disponible em: <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2019.02.006>

Correia, V. C., et al., (2018), *Nanofibrillated cellulose and cellulosic pulp for reinforcement of the*

- extruded cement based materials. *Construction and Building Materials*. 160:376–384. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.11.066>
- Dhali, K., *et al.* (2021), A review of nanocellulose as a new material towards environmental sustainability. *Science of the Total Environment*. 775:145871. <https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2021.145871>
- Dongre, M., Suryawanshi, V. B. (2021), *Analysis of cellulose based nanocomposites & potential applications*. *Materials Today: Proceedings*. 45:3476–3482. <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2020.12.943>
- UN Environment, *et al.*, (2018), *Eco-efficient cements: Potential economically viable solutions for a low-CO2 cement-based materials industry*. *Cement and Concrete Research*. 114:2-26. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2018.03.015>
- Ez-zaki, H., *et al.* (2021), *Correction to: Influence of cellulose nanofibrils on the rheology, microstructure and strength of alkali activated ground granulated blast-furnace slag: a comparison with ordinary Portland cement*. *Materials and Structures/Materiaux et Constructions*. 54(2). <https://doi.org/10.1617/s11527-021-01665-2>
- Fonseca, C. S., *et al.* (2019), *Jute fibers and micro/nanofibrils as reinforcement in extruded fiber-cement composites*. *Construction and Building Materials*. 211:517–527. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.03.236>
- Goncalves, J., *et al.* (2019), *Cellulose nanofibres (CNF) for sulphate resistance in cement based systems*. *Cement and Concrete Composites*. 99:100–111. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2019.03.005>
- Goncalves, J., *et al.* (2021), *Turbidity-based measurement of bleeding in fresh cement paste as affected by cellulose nanofibres*. *Cement and Concrete Composites*. 123:104197. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2021.104197>
- Goncalves, J., *et al.* (2020), *Cellulose nanofibres mitigate chloride ion ingress in cement-based systems*. *Cement and Concrete Composites*. 114. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2020.103780>
- Guo, A., *et al.* (2020), *A Review on the Application of Nanocellulose in Cementitious Materials*. *Nanomaterials*. 10(12):2476. <https://doi.org/10.3390/nano10122476>
- Hassan, S. H., *et al.* (2021), *TEMPO-oxidized nanocellulose films derived from coconut residues: Physicochemical, mechanical and electrical properties*. *International Journal of Biological Macromolecules*. 180:392–402. <https://doi.org/10.1016/j.ijbiomac.2021.03.066>
- Hisseine, O. A., *et al.* (2018a) *Feasibility of using cellulose filaments as a viscosity modifying agent in self-consolidating concrete*. *Cement and Concrete Composites*, 94:327–340. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2018.09.009>
- Hisseine, O. A., *et al.* (2018b), *Influence of cellulose filaments on cement paste and concrete*. *Journal of materials in civil engineering*. 30(6):04018109. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0002287](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0002287)
- Hisseine, O. A., *et al.* (2019), *Nanocellulose for improved concrete performance: A macro-to-micro investigation for disclosing the effects of cellulose filaments on strength of cement systems*. *Construction and Building Materials*. 206:84–96. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.02.042>
- Hoyos, C. G., *et al.* (2019), *Cellulose nanofibrils extracted from fique fibers as bio-based cement additive*. *Journal of Cleaner Production*. 235:1540–1548. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2019.06.292>
- Jiao, L., *et al.* (2016), *Natural Cellulose Nanofibers As Sustainable Enhancers in Construction Cement*. *PLoS ONE*. 11(12):e0168422. <https://doi.org/10.1371/journal.pone.0168422>
- Kamasamudram, K. S., *et al.* (2021), *Cellulose Nanocomposites for Performance Enhancement of Ordinary Portland Cement-Based Materials*. *Transportation Research Record*.

<https://doi.org/10.1177/0361198120958421>

Kamasamudram, K. S., *et al.* (2021a), *Effects of ligno- and delignified- cellulose nanofibrils on the performance of cement-based materials*. Journal of Materials Research and Technology. 13: 321–335. <https://doi.org/10.1016/j.jmrt.2021.04.090>

Kamasamudram, K. S., *et al.* (2021b), *Cellulose nanofibrils with and without nanosilica for the performance enhancement of Portland cement systems*. Construction and Building Materials. 285:121547. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.121547>

Klemm, D., *et al.* (2011), *Nanocelluloses: a new family of nature-based materials*. Angewandte Chemie International Edition. 50(24):5438-5466. <https://doi.org/10.1002/anie.201001273>

Kolour, H., *et al.* (2020), *Hydration and early age properties of cement pastes modified with cellulose nanofibrils*. Transportation Research Record. 0361198120945993. <https://doi.org/10.1177/0361198120945993>

Lootens, D., Bentz, D. P. (2016), *On the relation of setting and early-age strength development to porosity and hydration in cement-based materials*. Cement and Concrete Composites. 68:9-14. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2016.02.010>

Mejdoub, R., *et al.* (2016), *Nanofibrillated cellulose as nanoreinforcement in Portland cement: Thermal, mechanical and microstructural properties*. Journal of Composite Materials. 51(17):2491-2503. <https://doi.org/10.1177/0021998316672090>

Nassiri, S., *et al.* (2021), *Comparison of unique effects of two contrasting types of cellulose nanomaterials on setting time, rheology, and compressive strength of cement paste*. Cement and Concrete Composites. 123:104201. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2021.104201>

Nishimura, T., *et al.* (2019), *Effects of powdery cellulose nanofiber addition on the properties of glass ionomer cement*. Materials. 12(19):3077. <https://doi.org/10.3390/ma12193077>

Ogura, I., *et al.* (2020), *Measurements of cellulose nanofiber emissions and potential exposures at a production facility*. NanoImpact. 20:100273. <https://doi.org/10.1016/j.impact.2020.100273>

Panesar, D., *et al.* (2017), *The effect of sodium hydroxide surface treatment on the tensile strength and elastic modulus of cellulose nanofiber*. Sustainable and Nonconventional Construction Materials using Inorganic Bonded Fiber Composites. 17–26. <https://doi.org/10.1016/B978-0-08-102001-2.00002-4>

Santos, R. F., *et al.* (2021), *Nanofibrillated cellulose and its applications in cement-based composites: A review*. Construction and Building Materials. 288:123122. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.123122>

Sedan, D., *et al.* (2008), *Mechanical properties of hemp fibre reinforced cement: Influence of the fibre/matrix interaction*. Journal of the European Ceramic Society. 28(1):183-192. <https://doi.org/10.1016/j.jeurceramsoc.2007.05.019>

Sun, X., *et al.* (2017), *Rheology, curing temperature and mechanical performance of oil well cement: Combined effect of cellulose nanofibers and graphene nano-platelets*. Materials & Design. 114:92-101. <https://doi.org/10.1016/j.matdes.2016.10.050>

Sun, X., *et al.* (2016), *Cellulose nanofibers as a modifier for rheology, curing and mechanical performance of oil well cement*. Scientific reports. 6(1):1-9. <https://doi.org/10.1038/srep31654>

Tang, Z., *et al.* (2019), *Influence of cellulose nanoparticles on rheological behavior of oil well cement-water slurries*. Materials. 12(2):291. <https://doi.org/10.3390/ma12020291>

Zhang, S., *et al.* (2021), *High-flexural-strength of geopolymer composites with self-assembled nanofiber networks*. Ceramics International. 47(22):31389–31398. <https://doi.org/10.1016/j.ceramint.2021.08.014>

Zhang, Z., Scherer, G. W. (2020), *Measuring chemical shrinkage of ordinary Portland cement pastes with high water-to-cement ratios by adding cellulose nanofibrils*. Cement and Concrete Composites. 111:103625. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2020.103625>

Análisis de las características del hormigón con la sustitución del árido fino natural por residuos sólidos industriales

M. L. A. S. Costa^{1*} , D. C. P. Valões² , C. F. G. Nascimento³ ,
E. G. S. Lima¹ , G. R. Silva¹ , T. T. S. Silva¹ , T. S. Santos¹ 

* Autor de Contato: luizmarcus3@gmail.com

DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v12i3.573>

Recepción: 17/12/2021 | Aceptación: 08/07/2022 | Publicación: 01/09/2022

RESUMEN

El objetivo de este estudio comprende el aprovechamiento de los residuos sólidos industriales en función de mejorar las propiedades mecánicas de los composites de cemento. Para ello se evaluó la incorporación de polvo granítico “triturado” y polvo de mármol en la fabricación de composites en base cemento, reemplazando parcialmente al árido fino natural en niveles del 50% y 100%. Para ello se realizaron ensayos de caracterización de los agregados, además de la evaluación de la resistencia a compresión axial de las probetas. Los resultados mostraron que las mezclas que contienen un 50% de árido reciclado otorgan al material una resistencia a la compresión de 29,09 MPa, es decir, un 4% superior a las mezclas de referencia, siendo satisfactorios los resultados, demostrando la viabilidad de los áridos reciclados sobre piezas de hormigón.

Palabras clave: concreto; residuos sólidos; propiedades mecánicas; sustentabilidad.

Citar como: Costa, M. L. A. S., Valões, D. C. P., Nascimento, C. F. G., Silva, G. R., Lima, E. G. S., Silva, T. T. S., Santos, T. S. (2022), “Análisis de las características del hormigón con sustitución de agregado fino natural por residuos sólidos industriales”, Revista ALCONPAT, 12 (3), pp. 328 – 346, DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v12i3.573>

¹ Laboratorio de Materiales de Construcción Civil, Facultad de Integración de Sertão, Serra Talhada/PE, Brasil.

² Laboratorio Avanzado de Materiales de Construcción Civil, Universidad de Pernambuco, Recife/PE, Brasil.

³ Laboratorio de Materiales de Construcción Civil, Universidad Católica de Pernambuco, Recife/PE, Brasil.

Contribución de cada autor

En este trabajo, los autores M. L. A. S. Costa y D. C. P. Valões, contribuyeron a la idea original del estudio, desarrollo y análisis de resultados, supervisión y pautas para el trabajo. Los autores E. G. S. Lima, G. R. Silva y T. T. Silva contribuyeron con el 40%, 30% y 30% de la recolección de datos, respectivamente. Los autores C. F. G. Nascimento y T. S. Santos, fueron los responsables de la mejora del contenido de la investigación, discusiones y conclusiones.

Licencia Creative Commons

Los derechos de autor (2022) son propiedad de los autores. Este trabajo es un artículo de acceso abierto publicado bajo los términos y condiciones de una licencia internacional Creative Commons Attribution 4.0 International License ([CC BY 4.0](https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/)).

Discusiones y correcciones posteriores a la publicación

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el tercer número del año 2023 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del segundo número del año 2023.

Análise das características do concreto com a substituição do agregado miúdo natural por resíduos sólidos industriais

RESUMO

O objetivo desse estudo compreende na utilização de resíduos sólidos industriais quanto à melhoria das propriedades mecânicas dos compósitos cimentícios. Para tanto, foi avaliado a incorporação do pó de “brita” granítica e pó de mármore na confecção de compósitos à base de cimento, substituindo parcialmente o agregado miúdo natural em teores de 50% e 100%. Para isso, foram realizados ensaios de caracterização dos agregados, além da avaliação da resistência à compressão axial dos corpos-de-prova. Os resultados evidenciaram que as misturas contendo 50% de agregado reciclado confere ao material uma resistência à compressão de 29,09 MPa, ou seja, 4% superior quando comparado com as misturas de referência, tornando os resultados satisfatórios, demonstrando a viabilidade dos agregados reciclados em peças de concreto.

Palavras-chave: Concreto; Resíduos Sólidos; Propriedades Mecânicas; Sustentabilidade.

Analysis of concrete characteristics with the replacement of natural fine aggregate by industrial solid waste

ABSTRACT

The objective of this study includes the use of solid industrial waste to improve the mechanical properties of cementitious composites. To this end, the incorporation of granite gravel dust and marble dust in the manufacture of cement-based composites was evaluated, partially replacing the natural fine aggregate at levels of 50% and 100%. For this, characterization tests of the aggregates were performed, besides the evaluation of the axial compressive strength of the specimens. The results showed that the mixtures containing 50% recycled aggregate gave the material a compressive strength of 29.09 MPa, i.e., 4% higher when compared to the reference mixtures, making the results satisfactory, demonstrating the feasibility of recycled aggregates in concrete pieces.

Keywords: Concrete; Solid Waste; Mechanical Properties; Sustainability.

Información legal

Revista ALCONPAT es una publicación trimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, AC, Km. 6 antigua carretera a Progreso, Mérida, Yucatán, 97310, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Sitio web: www.alconpat.org

Editor responsable: Pedro Castro Borges, Ph.D. Reserva de derechos de uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, e ISSN 2007-6835, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derecho de Autor. Responsable de la última actualización de este número, Unidad de Informática ALCONPAT, Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, carretera vieja a Progreso, Mérida, Yucatán, CP 97310. Las opiniones de los autores no reflejan necesariamente la posición del editor.

La reproducción total o parcial de los contenidos e imágenes de la publicación se realiza de conformidad con el código COPE y la licencia CC BY 4.0 de la Revista ALCONPAT.

1. INTRODUCCIÓN

Los composites cementosos son los materiales más utilizados y difundidos en el mundo debido a sus propiedades físicas y mecánicas, lo que incluye interrogantes sobre la durabilidad. Factores como estos estimulan el interés por el descubrimiento de nuevas tecnologías y nuevos compuestos como propuestas para la mejora de algunas propiedades (Mechtcherine et al., 2020; Nguyen; Castel, 2020).

La durabilidad del hormigón es un tema fundamental, ya que permite conocer el comportamiento del material durante toda la vida útil de una estructura (Kashani et al., 2017). Además, puede verse afectado por la acción de agentes agresivos externos, como los iones de cloruro y (CO₂) – dióxido de carbono (Nascimento et al., 2021).

Según Azevedo et al., (2020) la construcción civil, a pesar de tener una gran importancia en la economía, es el mayor consumidor mundial de materias primas naturales entre los sectores industriales. Este consumo se estima en 40% a 75% de la materia prima producida en el planeta. Oliveira et al., (2020), destacan que el impacto de la industria en el medio ambiente involucra, desde la explotación de la materia prima, hasta su uso, que puede generar residuos sólidos.

Como una forma de reducir el impacto negativo sobre el medio ambiente generado por esta disposición y el uso de materia prima natural en la fabricación de compuestos de cemento, la piedra triturada granítica y el polvo de mármol han sido materiales con gran potencial para ser reinsertados como áridos en el ciclo. producción en la industria de la construcción.

A pesar de la gran generación de residuos sólidos, la construcción civil es la industria que más puede absorber estos residuos en forma de áridos en compuestos cementosos. Tanto en Brasil como en otros países, la mayor parte del mercado de agregados se utiliza en hormigón y mortero. Estos residuos pueden ser reciclados y reutilizados en la propia construcción, o también pueden ser enviados a plantas de reciclaje y, posteriormente, ser adquiridos como agregados, en diferentes granulometrías, por un costo reducido (Brandão et al., 2021).

A pesar de las investigaciones que demuestran la factibilidad de utilizar estos residuos, logrando resultados bastante significativos para las propiedades físicas y mecánicas, las normas nacionales permiten el uso de agregados reciclados solo en compuestos de baja resistencia, es decir, en materiales no estructurales a base de cemento (Mohajerani et al., 2020).

Generalmente, los residuos de hormigón se utilizan en los compuestos de cemento como material, en sustitución parcial o total de los áridos naturales. Luego de ser descartado, el material pasa por el proceso de beneficio, que consiste en reducir el tamaño del material en granulometrías similares a las de los agregados naturales, los cuales son utilizados como materiales sustitutos para la elaboración de composites de cemento (Klepa et al., 2019).

El porcentaje de reemplazo utilizado en investigación es bastante heterogéneo, oscilando entre el 10% y el 100%. La relación agua/cemento utilizado por los investigadores varía según el porcentaje de reemplazo adoptado. La relación más alta (a/c) observada fue de 1,2 y la más baja de 0,35 (Andrade et al., 2018).

Según Cipriano et al., (2021) y Silva et al., (2021) el aumento de la relación (a/c) se debe a la necesidad de mantener la trabajabilidad del material, y este hecho puede atribuirse a la mayor absorción de agua de los áridos reciclados, lo que implica la migración de agua a los áridos, reduciendo la cantidad de agua que contribuye a la trabajabilidad del hormigón. Una forma de dar mayor trabajabilidad al hormigón con árido reciclado, manteniendo la relación (a/c) constante e igual a la del hormigón convencional, es mediante el uso de aditivos superplastificantes.

Varadharajan, Jaiswal y Verma (2020) analizaron la durabilidad y resistencia del concreto con 5%, 10%, 15% de polvo de mármol en lugar de agregado fino, además de una relación agua/cemento (a/c) de 0,43. El estudio reveló una mejora en la resistencia a la compresión de aproximadamente 35 MPa a los 28 días, es decir, un 15% mayor en comparación con los compuestos de referencia.

Zhen y Liu (2021) analizaron el comportamiento de los compuestos cementosos utilizando porcentajes de 10%, 20% y 30% de cascajo granítico en reemplazo parcial del agregado fino. Los investigadores observaron que las mezclas que contenían un 30 % de polvo de piedra triturada tenían una mejora en la resistencia a la compresión axial a los 28 días del 20 %, lo que resultó en 50 MPa en comparación con los compuestos de referencia.

La investigación realizada por Thapa y Waldmann (2021) mostró la efectividad de los compuestos de cemento utilizando 10%, 20% y 30% de piedra triturada granítica. Los autores notaron que el uso del 30% del material reciclado permitió mejorar la resistencia a la compresión axial en las mezclas de hormigón, observándose a los 90 días 58,1 MPa.

Aliabdo, Elmoaty y Auda (2014) realizaron ensayos mecánicos en concreto utilizando 0%, 5%, 7.5%, 10% y 15% de polvo de mármol en compuestos a base de cemento en diferentes tiempos de curado. Para una relación agua/cemento (a/c) de 0.50, se reportó un aumento en la resistencia a la tracción por flexión en la mezcla que contenía polvo de mármol de aproximadamente 10% en comparación con la mezcla de referencia. Para todos los tiempos de curado, la máxima resistencia a la tracción por flexión se alcanzó al 7,5 % y la mínima al 15 % de reemplazo.

Los datos obtenidos en este estudio no corroboran los obtenidos por Rodrigues, Brito y Sardinha (2015), donde reportan una disminución en los resultados de la resistencia axial a compresión debido al aumento en el porcentaje de residuos de polvo de mármol. Los autores informaron una pérdida máxima del 31% a los 28 días de cicatrización.

Con el objetivo de mitigar los impactos ambientales derivados de la generación de residuos, actualmente existe una gran búsqueda de materiales alternativos que puedan ser utilizados como sustitutos parciales o totales de los áridos naturales. Según Meena et al., (2021), la cantidad de residuos sólidos generados por las industrias de la construcción aumentará de 12,7 mil millones de toneladas a 27 mil millones de toneladas para el año 2050. Con esto, confirma que la generación y disposición desordenada de residuos sólidos en las es necesario mitigar la construcción, reintroduciendo estos residuos en el ciclo productivo de la propia industria generadora (Meena et al., 2021; Paiva et al., 2021).

Ante esta problemática, el objetivo de este trabajo es estudiar la factibilidad de utilizar polvo de mármol y cascajo granítico, reemplazando el agregado fino natural en la producción de cementos compuestos, visando la búsqueda y definición de una alternativa para una correcta disposición. de estos residuos y la reducción del uso del agregado fino natural, con el objetivo de mitigar los impactos ambientales causados por el proceso de extracción.

2. PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL

Este tema tiene como objetivo presentar el cronograma experimental realizado y las respectivas metodologías realizadas para lograr los objetivos de este trabajo, dividiéndose en 8 subtemas, considerando desde los ensayos iniciales de caracterización de los agregados finos hasta los ensayos finales de trabajabilidad y resistencia a la compresión axial. . Las pruebas fueron realizadas en los laboratorios de Ingeniería Civil de la Facultad de Integración de Sertão – FIS, ubicada en el municipio de Serra Talhada – PE. El polvo de mármol fue recolectado en una empresa (Pedra Bonita Mármoles e Granitos) y los demás (polvo de grava granítica y agregado fino natural) fueron adquiridos a través de una empresa local, y posteriormente, fueron transportados al Complejo de Laboratorios de Ingeniería de la Institución.

2.1 Materiales

El cemento utilizado fue tipo CP-II-F-32 RS (Resistente a los Sulfatos). Se eligió este tipo de aglomerante debido a su rápida ganancia de resistencia y ausencia de aditivos. El contenido de adiciones minerales contenidas en otros tipos de cemento podría contribuir al refinado y relleno de

los poros del interior del hormigón, lo que dificulta la entrada de agentes agresivos y mejora la durabilidad.

Se utilizó polvo de mármol y polvo de grava granítica, donde las fracciones de los materiales se pueden apreciar en la (Figura 1(a) y (b)). Se utilizó agregado fino natural (arena), de origen cuarzo, utilizado en la región (Figura 1 (c)). La arena fue adquirida por una empresa teniendo en cuenta sus características físicas. El material se encontraba en estado húmedo por lo que fue necesario corregir su contenido de agua mediante secado natural.

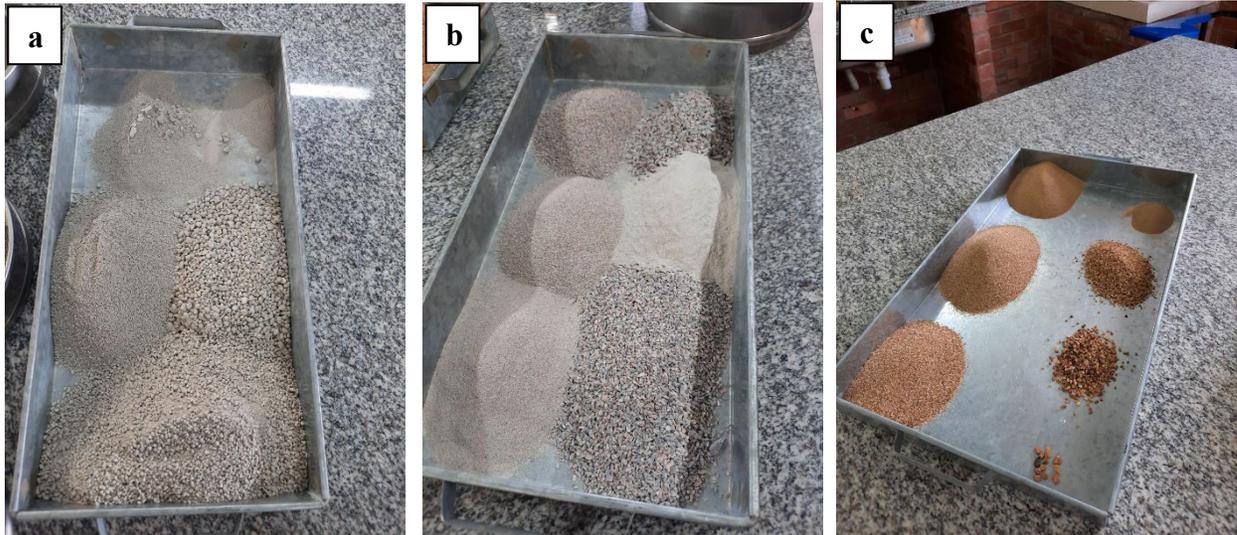


Figura 1. Fracciones de partículas de polvo de mármol (a) polvo de piedra triturada granítica (b) agregado fino natural (c).

El aditivo utilizado fue Techniflow 520, de MC Baushemie. Este aditivo plastificante fue utilizado en la dosificación matricial de hormigones con una densidad másica de 1,08 kg/L.

Los áridos naturales gruesos utilizados tenían un diámetro máximo de 19 mm y un módulo de finura de 6,48 mm. En esta investigación no se expuso la curva granulométrica del material, pero el tipo de agregado utilizado se clasificó como grava 1.

2.2 Métodos

2.2.1 Corrección de la humedad del árido fino (arena)

Para asegurar el contenido de humedad, 600 g de material se colocaron en un horno durante aproximadamente 24 horas a una temperatura de $100\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 2\text{ }^{\circ}\text{C}$ y, luego de este procedimiento, se utilizaron 300 g para la prueba de caracterización granulométrica teniendo en cuenta la granulometría del agregado fino de acuerdo con la norma NBR NM 248 (ABNT, 2003), utilizando el juego de tamices en serie normal y el tamiz vibrador a una frecuencia de 8 hercios, durante 2 minutos. Los tamices utilizados fueron #6,3mm, #4,8mm, #2,4mm, #1,2mm, #0,60mm, #0,30mm y #0,15mm. En vista de la masa retenida en cada tamiz, se obtuvo la Dimensión Máxima Característica – (DMC), que corresponde a la apertura nominal, en mm (milímetros), de la criba en cuanto a la serie normal o intermedia en que el árido tiene un porcentaje retenido acumulado igual o inferior al 5% en masa- de los áridos naturales finos. Además, el módulo de finura, que según la NBR NM 248 (ABNT, 2003) es la “suma de los porcentajes retenidos acumulados en la masa de un agregado, en las cribas de la serie normal, dividida por 100” – de los agregados finos fueron obtenidos con el uso de (Ecuación 1).

$$\omega = \frac{\Sigma\% \text{ retirada acumulada}}{100} \quad (1)$$

Dónde:

ω = módulo de finura del agregado fino;

$\Sigma\%retirada\ acumulada$ = suma de los porcentajes retenidos acumulados en masa de un agregado, en los tamices de serie normal.

2.2.2 Caracterización del agregado fino natural

Para el análisis cristalográfico, el agregado fino se secó a consistencia de masa en estufa a una temperatura de 105 °C y en la granulometría mínima adecuada pasando por #200/0,075 mm. La técnica de difracción de rayos X, utilizada para la caracterización de los agregados, se realizó a través de un difusor D8 Advance, Bruker, que contiene un tubo $K\alpha$ de radiación de cobre con una longitud de onda (λ) de 1.541 Å, corriente de 10 mA y 30 kV Voltaje. Las pruebas se realizaron con rango de barrido (STEP) (2θ) variando de 10° a 60°, tiempo de 1 segundo e incremento de 1° (grado), velocidad (Scan-Speed) paso angular de 0,02°/segundo y rendija divergente de 1er grado. Las fases presentes en las muestras fueron posteriormente identificadas con el programa informático X'Pert HighScore, a través del sistema PDF (Powder Diffraction).

2.2.3 Masa específica

Debido a la falta del tipo de matraz requerido para realizar el ensayo según la NBR NM 52 (ABNT, 2009), como medio alternativo para analizar las masas específicas de los agregados finos, se utilizó el matraz Chapman, según la NBR 9776 (ABNT, 1987), con la masa específica: “la relación entre la masa del agregado secado al horno (100 °C a 110 °C) hasta la constancia de la masa y el volumen igual del sólido, incluidos los poros impermeables”. Los materiales se sometieron al ensayo después de 24 horas en el horno a 110 °C. Luego de la lectura de los resultados, se aplicó la fórmula (Ecuación 2) que rige la norma para obtener las masas específicas.

$$y = \frac{500}{L - 200} \quad (2)$$

Dónde:

y = densidad del agregado fino en g/cm^3 ;

L = lectura de la botella (volumen ocupado por el conjunto agua-áridos finos).

2.2.4 Unidad de masa en estado suelto

Los ensayos de masa unitaria en estado suelto de los agregados finos fueron realizados de acuerdo con los parámetros establecidos por la NBR 7251 (ABNT, 1982). Según la NBR 7251 (ABNT, 1982): “la masa unitaria de agregado suelto es el promedio de los resultados individuales obtenidos en al menos tres determinaciones, dividiendo la masa del agregado por el volumen del recipiente utilizado”. Por lo tanto, la prueba se realizó 3 veces para cada tipo de agregado fino. La prueba consistió en pesar primero el contenedor seco, luego llenarlo hasta el tope con agregado fino y alisar la superficie con una varilla y pesarlo, luego se realizaron los cálculos necesarios utilizando (Ecuación 3).

$$\mu = \frac{M_{r+a} - M_r}{V_r} \quad (3)$$

Dónde:

μ = masa unitaria del agregado en estado suelto en kg/dm^3 ;

M_{r+a} = masa del recipiente más masa de la muestra en kg;

M_r = masa del contenedor en kg;
 V_r = Volumen del contenedor en dm^3 .

2.2.5 Dosificación de mezclas de composites cementosos (hormigón)

Teniendo en cuenta que el municipio de Serra Talhada - PE se encuentra en la clase de agresividad ambiental (CAA) II de la NBR 6118 (ABNT, 2014), la resistencia establecida para las huellas de hormigón del presente trabajo fue de 25MPa a los 28 días de edad. (curado), con un factor agua/cemento de 0,55. Además, para la ejecución de los diferentes tipos de mezclas se estableció una relación masa volumen (TMV) de 1 : 2 : 3 (mezcla/peso), M% = 55% (contenido de mortero) y A% = 10,5%. (relación agua-material seco. Para la preparación de los diferentes tipos de mezcla de hormigón, National cement CP II-F-32 RS, piedra triturada 1 y el aditivo plastificante MC-TechniFlow 520 de MC-Bauchemie (también utilizado por locales planta de hormigón) en un 0,65% de la masa de cemento.

Luego de realizados los ensayos de granulometría, masa específica y masa unitaria, los datos obtenidos sirvieron para establecer la cantidad definida de cada tipo de material a incorporar al concreto, para realizar diferentes tipos de mezcla. Obteniendo, por ejemplo, la cantidad de materiales para la producción de $1m^3$ de hormigón a partir de la traza de referencia, siendo: 352,36 kg de cemento/conglomerante; 740,66 kg de agregado fino; 1133,89 kg de agregado grueso; y 193,79 litros de agua ($a/c = 0,55$). El mismo proceso se realizó con las demás trazas utilizando los valores obtenidos para la unidad de masa en estado suelto y la masa específica.

Para llevar a cabo la investigación se realizaron 3 diferentes tipos de mezclas de concreto, como se muestra en la (Tabla 1), donde: la mezcla 1, siendo la mezcla convencional utilizando como agregado fino arena 100% natural; mezcla 2, reemplazando la mezcla el 50% del volumen de arena con polvo de mármol (10%) y polvo de piedra triturada granítica (40%); y la mezcla 3, siendo la línea con la sustitución total (100%) de la arena por residuos industriales sólidos, polvo de mármol (15%) y polvo de grava granítica (85%).

Los porcentajes de polvo de mármol y polvo de grava granítica utilizados en la investigación se definieron con el fin de comprender el comportamiento mecánico de un compuesto cementoso (hormigón) al utilizar áridos 100% industriales reciclados. El foco principal del estudio no fue analizar el porcentaje óptimo a utilizar en composites con diferentes matrices cementosas, sino las propiedades de estos materiales que no están definidas por las normativas nacionales.

Tabla 1. Mezclas y cantidades de especímenes analizados en diferentes tiempos de curado.

MEZCLAS	Muestras totales que se produjeron para ser rotas por tiempo de curado			
	7 días	14 días	21 días	28 días
Mezcla 1: traza de referencia, utilizando completamente (100%) arena natural como agregado fino.	10 CP	10 CP	10 CP	10 CP
Mezcla 2: sustitución parcial (50%) de la arena natural por polvo granítico de cascajo (40%) y polvo de mármol (10%).	10 CP	10 CP	10 CP	10 CP
Mezcla 3: sustitución total (100%) de la arena natural por polvo granítico de cascajo (85%) y polvo de mármol (15%).	10 CP	10 CP	10 CP	10 CP
Total de 120 especímenes				

2.2.6 Procedimiento de ejecución de probetas de hormigón

La producción de especímenes se desarrolló de acuerdo con los procedimientos y parámetros establecidos por la NBR 5738 (ABNT, 2015). Los moldes cilíndricos utilizados tenían unas dimensiones de (10 cm x 20 cm) de diámetro y altura respectivamente. Todos los (CP's) producidos sirvieron para realizar los análisis a través de ensayos complementarios que, a su vez, fueron de suma importancia para comprender el comportamiento físico-mecánico del material estudiado.

Antes de iniciar la separación de los materiales percusivos para la elaboración de los diferentes tipos de concreto, era necesario utilizar un tipo de desmoldeante líquido en todas las formas, donde se dejaba reposar por 15 minutos, para facilitar la remoción del hidratado. material. Posteriormente, fue necesario realizar la corrección de humedad del agregado fino (arena), ya que influye directamente en la calidad y fluidez del material en estudio. Esta corrección implica una reducción en la cantidad de agua utilizada en el proceso de producción de los especímenes.

Para ello, los materiales matriz como: cemento, agregado fino (arena), agregado grueso (grava) y solvente (agua), fueron debidamente pesados y dirigidos a la mezcladora de acuerdo al orden correspondiente: el agregado grueso fue llevado a la batidora y, posteriormente, se utilizó aproximadamente 2/3 del agua, donde el proceso de mezcla tomó alrededor de 1 minuto. Luego, se agregó el aglomerante (cemento), el agregado fino (arena) y 1/3 del agua restante. Todos los materiales pasaron por un proceso de homogeneización por aproximadamente 5 minutos y, después de ese proceso, se realizó la prueba de consistencia (Slump test), también conocida como slump de cono truncado, según los procedimientos establecidos por la NBR NM 67 (ABNT, 1998).

Después de estos procedimientos, los especímenes fueron moldeados de acuerdo con los parámetros establecidos por la NBR 5738 (ABNT, 2015). En primer lugar, los hormigones se introdujeron en dos capas en los moldes, densificándose cada una a partir de la aplicación de 15 golpes distribuidos uniformemente con una varilla metálica, sin afectar la base. Además, se golpeó ligeramente la cara externa de los moldes para minimizar los vacíos causados por la densificación. Finalmente, la última capa se moldeó con cierta cantidad de material, con el fin de exceder el volumen del molde, para facilitar el aplanado con regla metálica, sin agregar material después de la consolidación. Después de moldear las muestras,

Una vez finalizado el moldeado del hormigón, las probetas se llevaron a una sala con temperatura ambiente de $25\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 2\text{ }^{\circ}\text{C}$, donde permanecieron durante 24 horas para que se completara con éxito el proceso de hidratación y, transcurrido este tiempo, se desmoldaron, identificados y sometidos a curado en húmedo en un recipiente con presencia de agua en estado estático con humedad relativa superior al 95% hasta el momento de los ensayos.

2.2.7 Prueba de consistencia (prueba de asentamiento)

Se realizó la prueba de consistencia (test de slump) para cada rasgo, caracterizado como slump del tronco de un cono según los procedimientos establecidos por la NBR NM 67 (ABNT, 1998). El objetivo de este ensayo fue evaluar la trabajabilidad del hormigón, en cuanto a la movilidad del ligante frente a la cohesión de los materiales constituyentes en su matriz. El ensayo de asentamiento está compuesto por una placa metálica de dimensiones (50 cm x 50 cm) y espesor de 3 mm, un tronco de cono de altura máxima de 300 mm, una varilla metálica de 600 mm de dimensiones y diámetro equivalente a 16 mm

Para realizar los procedimientos, primero se humedeció la placa y el tronco del cono y se colocaron en una región plana libre de vibraciones. Posteriormente, se recolectó una muestra del concreto a analizar y se dirigió al tronco del cono en tres capas. El material fue compactado con la varilla, ejerciendo 25 golpes distribuidos uniformemente sobre cada capa. Este procedimiento se repitió dos veces más hasta la parte superior del molde.

Al final del procedimiento, fue necesario nivelar la superficie con la varilla de compactación y limpiar la base. Luego de eso, el molde fue cuidadosamente removido verticalmente, donde la

norma informa que este tiempo varía entre 5 a 10 segundos. Después del desmoldeo, es necesario medir el asentamiento del material dado por la diferencia de altura entre la parte superior del molde (invertida) y el eje del material desmoldado.

2.2.8 Ensayo de resistencia a la compresión axial

El ensayo de resistencia a la compresión axial se realizó de acuerdo con los parámetros establecidos por la NBR 7239 (ABNT, 2018) que comprende la determinación del comportamiento mecánico del material. Después del moldeo de las probetas y después de 7, 14, 21 y 28 días de curado en húmedo, los materiales fueron sometidos a análisis. Todos los especímenes fueron rectificadas y llevados a una prensa hidráulica SOLOTEST modelo DL 200 con velocidad de aplicación de carga de $0,50 \pm 0,15$ MPa/segundo, carga máxima de 1000 kN, que está relacionada con el 30% aplicado al final de la carga. El equipo utilizado fue una prensa hidráulica con capacidad de 200 toneladas, la cual brinda los resultados de la resistencia axial a compresión (F_{ck}) en MegaPascal (MPa) y sus respectivas curvas de ruptura.

3. RESULTADOS

3.1 Análisis granulométrico de los áridos

Del análisis granulométrico de los agregados se verificó que el agregado natural fino (arena) presentó un módulo de finura de 2,15 y un diámetro máximo de 4,8 mm, siendo clasificado como un agregado de granulometría media. Los áridos reciclados denominados piedra triturada y polvo de mármol presentaron, respectivamente, un módulo de finura de 2,73 y 3,88, ambos superiores al del árido natural fino. El diámetro máximo de las partículas de árido reciclado fue de 4,8 mm, pudiendo clasificarse como material de granulometría media. Cada tamiz utilizado presentó una fracción retenida de agregados, donde fueron pesados y sirvieron para proyectar la curva granulométrica. En el tamiz #6,3 mm no se retuvo material; #4,8 mm, 0,29 g; #2,4 mm, 3,03 g; #1,2 mm, 10,88 g; #0,60 mm, 32,26 g; #0,30 mm, 71,38 g; #0,15 mm, 97,32 g.

En cuanto al polvo de mármol, la cantidad de partículas retenidas en cada tamiz fue: #4,8 mm, 0,42 g; #2,4 mm, 22,35 g; #1,2 mm, 70,83 g; #0,60 mm, 95,05 g; #0,30 mm, 99,51 g; #0,15 mm, 99,96 g. En cuanto al polvo de cascajo granítico, la cantidad de partículas retenidas en cada tamiz fue: #4,8 mm, 0,16 g; #2,4 mm, 15,77 g; #1,2 mm, 42,70 g; #0,60 mm, 58,78 g; #0,30 mm, 72,17 g; #0,15mm, 99,96 g. Para ambos, la cantidad total ensayada fue de 300 g.

La (Figura 2) muestra las curvas de distribución granulométrica del agregado fino natural, polvo de mármol y cascajo granítico. Es posible observar que las curvas del agregado fino natural y de la piedra triturada granítica se comportan de manera similar, pudiendo ambas ser utilizadas dentro de los límites establecidos por la norma brasileña NBR 7211 (ABNT, 2019), como también lo observa Barros e Fucale (2016), que utilizó áridos reciclados en la producción de hormigón. Sin embargo, la curva referente al polvo de mármol no se ajusta a los límites establecidos por la norma, presentando partículas con dimensiones de 1,18; 0,6 y 0,3 mm en exceso.

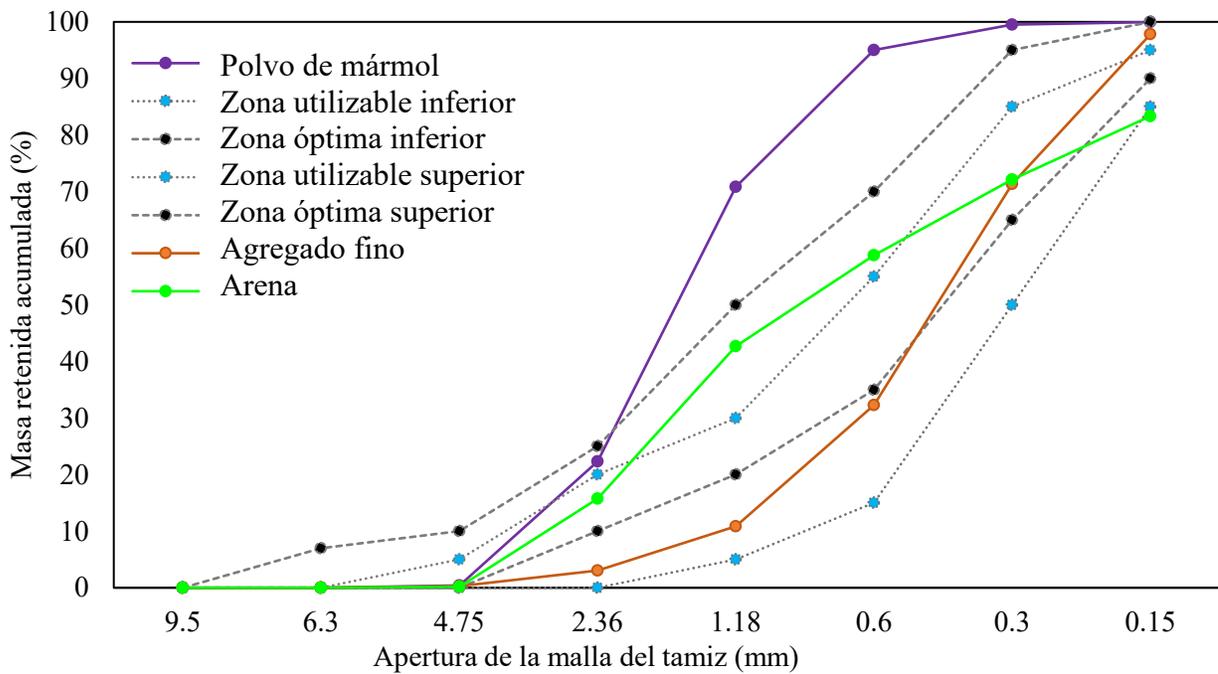


Figura 2. Distribución del tamaño de los agregados.

Se realizó la prueba de contenido de material en polvo. La arena natural presentó un contenido de material fino del 7 %, mientras que el polvo de mármol y el polvo de cascajo granítico presentaron una tasa del 12,5 % y 10,3 %, respectivamente, presentando un incremento de más del 50 % con respecto al agregado natural. Sin embargo, a pesar de que los agregados reciclados tienen un alto contenido de material pulverulento, este resultado permite que ese aumento permanezca dentro del límite establecido por la norma para agregados reciclados de residuos sólidos según NBR 15116 (ABNT, 2004), que no supera el 20%.

De acuerdo con Souza (2019), los agregados de granulometría continua, que no presentan exceso o deficiencias de partículas de ninguna dimensión, producen las mezclas de concreto más trabajables y económicas, sin embargo, las demás características de los agregados, como la característica de dimensión máxima y el módulo de finura. En la (Tabla 2), se presentan los resultados de los demás ensayos de caracterización de los agregados finos.

Tabla 2. Módulo de finura, dimensión máxima característica, masa específica y masa unitaria en estado suelto de los áridos finos utilizados en la obra.

Rasgo	Arena natural	Polvo de piedra triturada de granito	Polvo de mármol
Módulo de finura:	2,15	2,73	3,88
Dimensión característica máxima (DMC):	4,8	4,8	4,8
Masa específica (g/cm ³):	2,63	2,65	2,74
Unidad de masa en estado suelto (g/cm ³):	1,46	1,62	0,94
Los valores límite del módulo de finura del agregado según la NBR 7211 (ABNT, 2009) son:			
NOTA 1: El módulo de finura de la zona óptima varía de 2,20 a 2,90.			
NOTA 2: El módulo de finura de la zona utilizable inferior oscila entre 1,55 y 2,20.			
NOTA 3: El módulo de finura de la zona útil superior oscila entre 2,90 y 3,50.			

De acuerdo con los datos presentados en la (Tabla 2), comparando los valores del módulo de finura de los agregados con los límites establecidos por la NBR 7211 (ABNT, 2009), tanto la arena natural como el polvo de grava granítica presentan módulo de finura dentro de las zonas aprovechables. principalmente el polvo de piedra granítica que encaja en la zona óptima. Sin embargo, el polvo de mármol no cae dentro de la zona utilizable.

Las curvas granulométricas de los áridos reciclados se evaluaron por separado para entender cómo se comportan sus partículas, lo que ayuda a una mejor distribución de los porcentajes utilizados. Incluso utilizados en conjunto, es necesario un análisis individual como se propone en la investigación, debido a que las características de estos materiales son diferentes. Una característica similar es el área específica, ya que ambos tienen altos niveles de materiales finos que, a su vez, requieren un mayor porcentaje de agua o una mayor relación agua/cemento (a/c).

Según Souza (2019), cuanto mayor sea el módulo de finura, mayores serán las dimensiones del agregado (como fue el caso del polvo de mármol), además, los agregados con módulo de finura similar tienden a producir compuestos cementosos con características similares, pero esto depende de otros factores como el tamaño máximo de cada agregado y la presencia de materiales pulverulentos. También según el mismo autor, cuanto mayor es la dimensión característica máxima, menor es el área superficial a cubrir por la pasta de cemento, lo que puede influir en la reducción de costos en la fabricación del hormigón, pero esto depende de otros factores, como la presencia de materiales pulverulentos.

3.2 Análisis de consistencia (*prueba de asentamiento*)

Todas las mezclas fueron evaluadas de acuerdo a sus características físicas, las cuales abarcan el comportamiento de los materiales cementicios en cuanto a trabajabilidad. En la (Figura 3), las mezclas se analizaron por separado y se obtuvieron los resultados del asentamiento del “cono tronco” en cm. Se puede observar que las mezclas que contienen un 50% de residuos sólidos industriales, tienen un comportamiento similar a los compuestos de referencia. Las mezclas que contenían 100% presentaron un revenimiento en “tronco cónico” de 4 cm, lo que indica que el material tiene mayor superficie específica, por lo que consume mayor cantidad de agua.

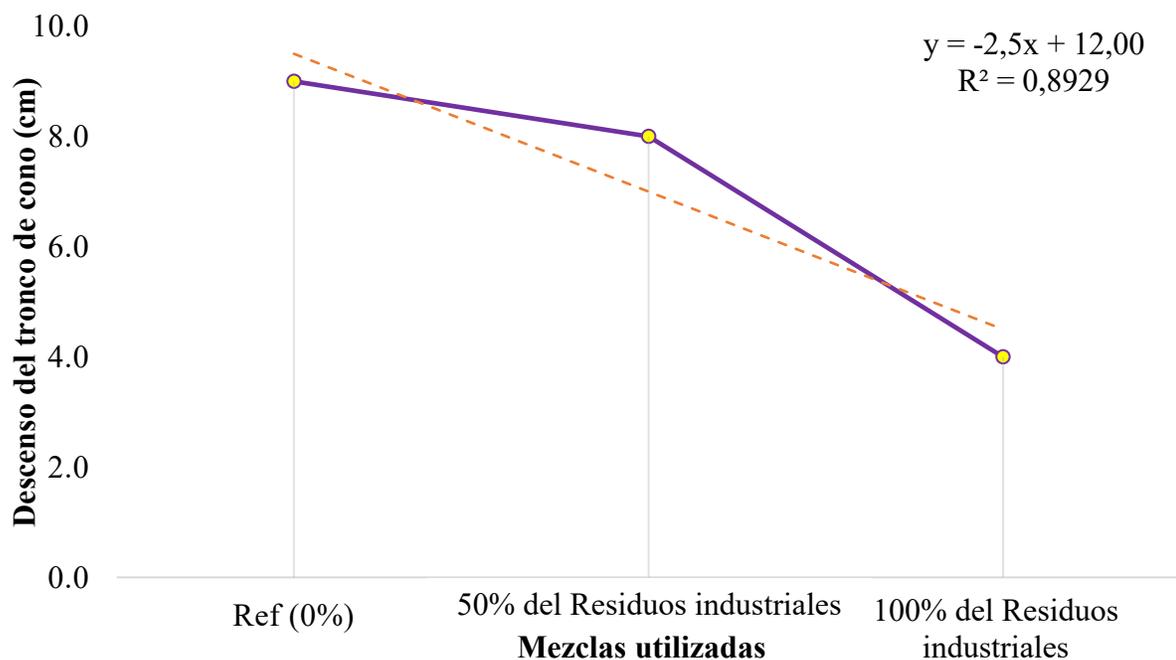


Figura 3. Representación de la trabajabilidad (obtenida mediante el Test de Slump) de los diferentes tipos de golpes.

Aunque el agregado fino natural y el polvo de cascajo presenten sus rangos granulométricos dentro de los límites establecidos por la norma, ninguna de las 3 (tres) mezclas presentó revenimientos entre 10 cm y 16 cm, lo que, según la NBR 8953 (ABNT, 2015) ser ideal para la ejecución de los elementos estructurales.

Observando (Figura 3), se puede apreciar que las mezclas que contenían un 50% de residuos sólidos industriales presentaron una trabajabilidad alrededor de un 11,11% menor al compararlas con las mezclas de referencia, lo que demuestra su factibilidad para el desarrollo de nuevos compuestos cementosos con fines estructurales. Sin embargo, las mezclas que contenían el 100% de agregados sólidos industriales presentaron un revenimiento 55,56% menor al compararlas con las mezclas de referencia.

El polvo de mármol mostró características desfavorables cuando se mezcló con agua, donde se depositaron sus granos, formando un material pulverulento. Además, el material tenía una característica viscosa cuando se saturaba, lo que influía negativamente en la trabajabilidad de los compuestos cementosos (hormigón).

3.3 Análisis de la resistencia axial a la compresión

El uso de residuos sólidos industriales en la estructura matricial de los materiales cementicios (hormigón) proporciona un mejor comportamiento físico-mecánico que, a su vez, llena los vacíos/intersticios debido a la superficie específica de estos materiales, según los resultados obtenidos. a través de la clasificación granulométrica. Todos los análisis se realizaron a los 7, 14, 21 y 28 días y los resultados se expresaron en el gráfico que se muestra en la (Figura 4).

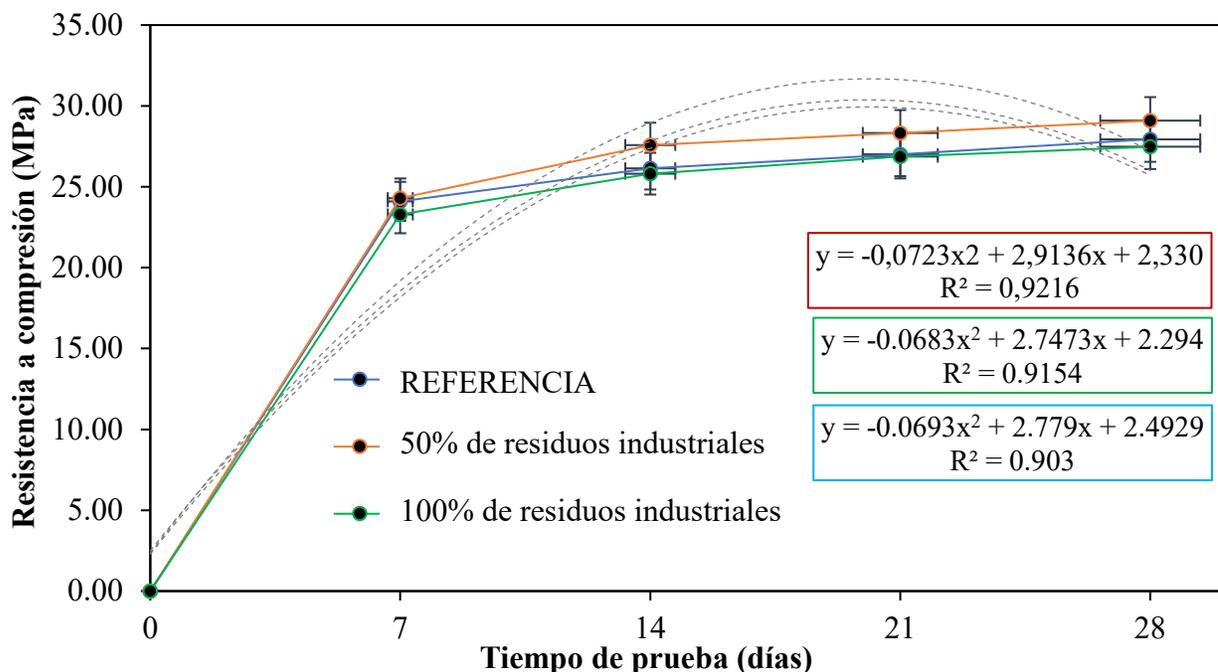


Figura 4. Resistencia media a compresión axial de composites cementosos.

Las mezclas con un 50% de residuos sólidos industriales en su composición dotaron al material de mayor eficiencia mecánica en comparación con la referencia (CPs), las cuales fueron superiores a 20 MPa a los 7 días. Sin embargo, los resultados de las mezclas de referencia y con áridos 100% reciclados tienen un comportamiento similar a los 28 días de análisis, donde los valores obtenidos fueron de 27,94 MPa y 27,47 MPa, respectivamente. Es posible notar que todas las mezclas tienen una correlación muestral significativa, es decir, los (R^2) varían alrededor de 0,900 y 0,920.

Considerando los análisis realizados, se observó que las mezclas que contenían 50% de residuos

sólidos industriales proporcionaron un incremento en la resistencia a la compresión a los 28 días de aproximadamente 4% en comparación con las mezclas de (REF), lo que se considera un valor adecuado en la frente a la presentación de las características físicas de los materiales objeto de estudio. Estos compuestos dieron valores más significativos, sin embargo, a los 7 días resultaron con un comportamiento ligeramente superior al compararlos con las mezclas de referencia.

En cuanto a las mezclas que contenían el 100% de residuos sólidos industriales, se observó que a los 28 días de análisis obtuvo valores de resistencia axial a la compresión de 27,47 MPa, o sea, un 2% inferior al compararla con las mezclas de referencia. Este comportamiento será debido al porcentaje de finos presentes en el material ya la relación agua/cemento (a/c). Cuanto mayor sea el contenido de materiales en polvo, mayor será la absorción de agua, lo que dificulta que todas las partículas se humedezcan. Este proceso implica la ausencia de una mejor cohesión y, sobre todo, la formación de vacíos en el interior de la matriz de cemento, lo que conduce a la pérdida de propiedades mecánicas.

El crecimiento de la resistencia a la compresión ocurre linealmente, ya que el aumento en el contenido de partículas de materiales residuales dispersos en la matriz de cemento de las mezclas con 100% no coincide con el buen comportamiento mecánico del material. Además, se sabe que el aumento de la relación de vacíos puede provocar presiones en el interior del compuesto hidratado, formando microfisuras que, cuando se aplica una fuerza, se contraen en las regiones cercanas a la zona de transición del árido/conglomerante.

Para representar mejor los datos obtenidos, ya partir de los valores de la resistencia axial a la compresión a los 7, 14, 21 y 28 días, se realizó un análisis estadístico mediante histograma y ANOVA (método de factor único). Se puede observar, por tanto, que las mezclas analizadas tienen resultados estadísticamente diferentes según el P-valor representativo inferior al 5%, la $F > F_{crítica}$ y por la dispersión de los datos circulados en rojo (Figura 5). Cuando existe este comportamiento, se verifica que los datos son significativos a un nivel de confianza del 95%, como se puede observar en la (Tabla 3).

Tabla 3. Análisis de varianza de la resistencia a compresión axial de composites cementosos a los 7, 14, 21 y 28 días de curado.

Tiempo de análisis	fuentes de variación	cuadrado	gl	mq	F	valor p	F-crítico
7 días	entre grupos	82,079557	5	16,41591	2,6582498	3,00E-02	2,353808958
14 días		340,7330211		68,14660	7,1096072	2,26E-05	2,589189854
21 días		159,0295567		31,80591	5,7705620	1,77E-04	2,848108839
28 días		380,5367882		76,10736	39,3874620	1,54E-18	3,132919723

SQ: Suma de cuadrados;

gl: Grado de libertad;

MQ: Media de cuadrados;

F: Prueba F, valor calculado;

P: Nivel de significancia asociado al valor calculado F.

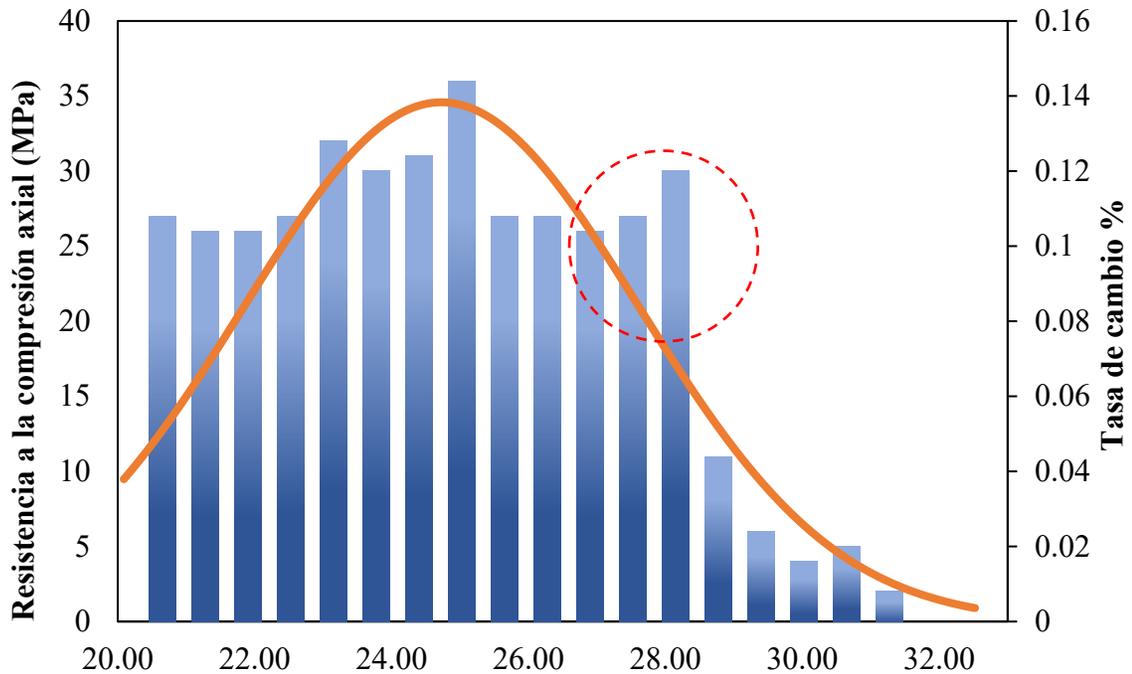


Figura 5. Análisis de la distribución normal de los datos.

Se realizaron unos análisis correspondientes a los datos obtenidos en el resultado de resistencia a compresión simple, lo que a su vez permitió conocer el comportamiento de cada mezcla. Las muestras evaluadas pasaron por un proceso estadístico cuantitativo (Cuadro 4), donde se observó que los compuestos de referencia tenían una desviación estándar promedio de 1,699 y un coeficiente de variación de 6,081 en comparación con las otras mezclas. Las mezclas con un 50% de residuos industriales tuvieron una desviación estándar de 0,804 y un coeficiente de variación de 2,765, es decir, un 11% y un 15% inferior a los composites de referencia, respectivamente.

Tabla 4. Análisis estadístico de los datos de resistencia a la compresión axial a los 28 días de curado.

Datos	ÁRBITRO	50% residuos industriales	100% residuos industriales
Nº de muestras	30	30	30
Promedio	27,94	29,09	27,47
Desviación estándar (media)	0,906	0,804	0,768
Desviación estándar (muestra)	1,156	1,073	1,019
Desviación estándar (población)	1,156	1,027	0,975
Coefficiente de variación (%)	3,243	2,765	2,794
Error estándar	0,143	0,127	0,121
intervalo de confianza del 95%	28,30	29,41	27,77
	27,58	28,77	27,17
	0,358	0,318	0,302

3.5 Análisis microestructural

Para comprender el comportamiento microestructural de los composites cementosos, utilizando diferentes porcentajes de residuos industriales, fue necesario realizar análisis difractométricos.

Todas las muestras fueron analizadas a los 28 días mediante el ensayo de difracción de rayos X, con el fin de identificar las fases cristalinas presentes en el material en el proceso de hidratación, así como comprender las reacciones de la portlandita en los estados de hidratación. Los patrones XRD se pueden ver en la (Figura 6 (a) y (b)).

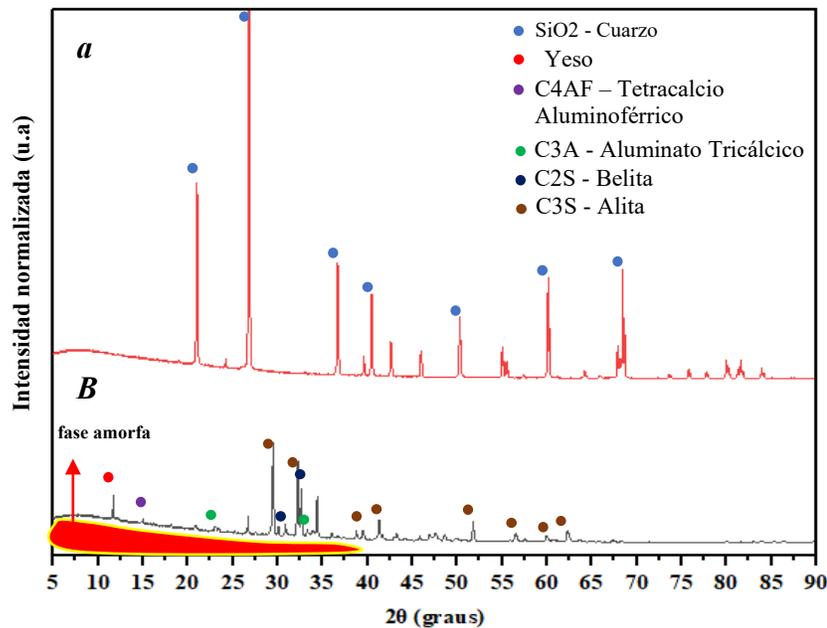


Figura 6. Difracción de rayos X de agregado fino natural (a) cemento Portland/aglomerante (b).

En cuanto al comportamiento de los materiales percutivos, se puede observar que el agregado fino y el cemento Portland presentan una estructura cristalina con picos de intensidad bien definidos, como se puede apreciar en la ((Figura 6) (a)). La detección de los picos de agregado fino se indica en las posiciones 2θ : $21,2^\circ$, $26,8^\circ$, $36,7^\circ$, $40,4^\circ$, $50,3^\circ$, $60,0^\circ$ y $68,6^\circ$, donde se refieren a las fases cristalinas del cuarzo.

En cuanto a la alícuota de cemento Portland, se puede observar la formación de picos de espectros de difracción, donde se identificaron algunas fases. Las posiciones $2\theta = 29,5^\circ$ y $32,2^\circ$ están formadas por la descomposición de alita ($3\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$) y en la posición $2\theta = 62,3^\circ$ hay presencia de silicato tricálcico – (C_3S). Además, en las posiciones $2\theta = 27,6^\circ$ y $32,8^\circ$ se observa la fase cristalina compuesta por belita ($2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$) y en las regiones $2\theta = 30,2^\circ$ y $31,1^\circ$ se observa la formación de silicato dicálcico – (C_2S).

La formación de aluminato tricálcico – (C_3A) definida por la correlación química ($3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$), se puede observar en las posiciones $2\theta = 23,2^\circ$ y $33,4^\circ$. Tenga en cuenta que el aluminato férrico tetracálcico definido por la correlación química ($4\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3$) abreviado como (C_4AF), se puede ver en la posición $2\theta = 14,7^\circ$ y el yeso, a su vez, se puede ver en la posición $2\theta = 11,8^\circ$.

En este contexto, llama la atención que el contenido de (C_3S), (C_2S), (C_3A), (C_4AF) y yeso en alícuotas de cemento Portland está bien definido. Todas las fases cristalinas identificadas en el material, así como la composición química presente en la fase de hidratación del ligante, se correlacionan con los estudios realizados por Geng et al., (2018).

Todos los resultados, a su vez, influyen directamente en el comportamiento del compuesto cementoso hidratado. Al tratarse de materiales muy delgados y con un área específica elevada, suelen aglomerarse algunas partículas, que influyen directamente en el comportamiento físico-mecánico del material en estudio (el hormigón).

4. DISCUSIONES

La investigación actual tiene como objetivo evaluar el uso de polvo de mármol y piedra triturada granítica como un material alternativo que tiene como objetivo reducir los impactos ambientales. En cuanto al desempeño mecánico de los compuestos cementosos modificados con polvo de mármol, Arshad et al., (2014) concluyeron que la sustitución del 15% de agregado fino por residuos de polvo de mármol en presencia de aditivos plastificantes, evidenció una resistencia máxima a la compresión similar a la mezcla de referencia, después de 28 días de curado.

Shukla, Gupta y Gupta (2020) al producir compuestos cementosos que contenían polvo de mármol en la proporción del 100%, se observó valores de resistencia a la compresión axial promedio a los 28 días de aproximadamente 40 MPa, la cual fue 6,5% mayor al compararla con la mezclas de referencia. Asimismo, Barros y Fucale (2016) comprobaron la posibilidad de utilizar la sustitución total de árido natural por reciclado y concluyeron que el hormigón era capaz de soportar fuerzas de compresión un 22% superiores en comparación con la mezcla de referencia.

Estudios realizados por Aliabdo et al., (2014) demostraron que el uso de una relación agua/cemento (a/c) de 0,40 permitió un aumento significativo en la resistencia a la compresión axial de compuestos cementosos que contienen residuos industriales en su matriz. Además, observaron que la compactación mecánica del concreto afecta el relleno de los vacíos.

Ali y Hashmi (2014) evaluaron el comportamiento mecánico de compuestos cementosos utilizando diferentes porcentajes de polvo de mármol y polvo de piedra individualmente. Los autores encontraron que el uso de polvo de piedra al 20% mejora las propiedades mecánicas de los materiales a base de cemento en aproximadamente un 17% a los 7 días y un 16% a los 28 días de análisis.

Los estudios realizados por Hebhoub y otros (2011) informaron un aumento en la resistencia a la compresión axial utilizando un 75 % de agregados reciclados. Además, los autores realizaron un análisis de comportamiento comparativo, donde se percataron que el uso de áridos 100% reciclados incide en la pérdida de resistencia a la compresión axial determinada por el llenado de microporos en la matriz de cemento, mejorando las propiedades en la zona de transición. Todos los análisis corroboraron los resultados obtenidos en este estudio.

Rodrigues, Brito y Sardinha (2015), evaluaron el comportamiento de composites de cemento que contienen materiales sólidos industriales, donde constataron que el uso de plastificantes mejora la resistencia a la compresión axial y la trabajabilidad. Además, es necesario hacer un uso adecuado de los residuos industriales, ya que al ser utilizados incorrectamente pueden dar lugar a la descomposición del silicato dicálcico (C_2S) y el silicato tricálcico (C_3S), constituyentes que son los responsables del aumento de la resistencia a la compresión del cemento. compuestos basados

5. CONCLUSIONES

En este artículo se analizó el comportamiento de los composites de cemento, más concretamente del hormigón, en cuanto al uso de áridos industriales compuestos por polvo de mármol y polvo de grava granítica como sustitución parcial del árido fino natural, como alternativa para minimizar los impactos ambientales. Las principales conclusiones se describen a continuación:

- Los composites cementosos (hormigón) que contenían un 50% de residuos industriales resultaron en un aumento de la resistencia a la compresión axial de 29,09 MPa, es decir, un 4% superior al compararlo con las mezclas de referencia;
- El uso de plastificantes mejora el comportamiento de los materiales cementosos, especialmente con relaciones agua/cemento bajas. Además, las mezclas que contenían áridos 100% reciclados presentaron un menor revenimiento de cono truncado, a pesar de que contenían plastificante en su composición;

- Los resultados de las mezclas de referencia y con áridos 100% reciclados tienen un comportamiento similar cuando se analizan a los 28 días, donde los valores obtenidos fueron 27,94 MPa y 27,47 MPa, respectivamente.
- El uso de componentes con mayor contenido de materiales en polvo puede afectar la trabajabilidad debido a la alta superficie específica. Por otro lado, el uso adecuado de los porcentajes puede promover el llenado de vacíos en el interior de la matriz de cemento, además de contribuir al proceso de cohesión y mejora de las propiedades mecánicas de los materiales a base de cemento;
- Se pudo notar que todas las mezclas tienen una correlación muestral significativa, es decir, varían entre 0,900 y 0,920.

6. AGRADECIMIENTOS

Esta investigación es de gran relevancia para la comunidad científica/académica y no hubiera sido posible sin la colaboración de todos los participantes. También agradecemos a la Facultad de Integración de Sertão – FIS, a la Escola Politécnica de Pernambuco – POLI/UPE, a la Universidad Católica de Pernambuco y, sobre todo, a las agencias de financiación de la investigación del CNPq “*Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico*” y CAPES “*Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior*”.

7. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. (1998). *NBR NM 67: Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone*. Rio de Janeiro.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2003), *NBR NM 248: Agregados – Determinação da composição granulométrica*. Rio de Janeiro, 2003.
- ABNT – (2015), *NBR 5738: Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova*. Rio de Janeiro.
- ABNT – (2018), *NBR 5739: Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos*. Rio de Janeiro.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2014), *NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*. Rio de Janeiro.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2009), *NBR 7211: Agregados para concreto Especificação*. Rio de Janeiro.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. (1982), *NBR 7251: Agregado em estado solto – Determinação da massa unitária*. Rio de Janeiro.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2015), *NBR 8953: Concreto para fins estruturais – Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência*. Rio de Janeiro.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. (1987), *NBR 9776: Agregados – Determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do frasco Chapman*. Rio de Janeiro.
- ABNT – Associação Brasileira De Normas Técnicas. (2004), *NBR 15116: Agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil: Utilização em pavimentação e preparo de concreto sem função estrutural – Requisitos*. Rio de Janeiro.
- Aliabdo, A. A., Elmoaty, A. E. M. A., Auda, E. M. (2014), *Re-use of waste marble dust in the production of cement and concrete*. Construction and Building Materials. 50(1):28-41. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.09.005>

- Ali, M. M., Hashmi, S. M. (2014), An Experimental investigation on strengths characteristics of concrete with the partial replacement of Cement by Marble Powder dust and Sand by Stone dust. *IJSRD – International Journal for Scientific Research & Development*. 2(7):360-368.
- Andrade, J. J. O., Possan, E., Squiavon, J. Z., Ortolan, T. L. P. (2018), *Evaluation of mechanical properties and carbonation of mortars produced with construction and demolition waste*. *Construction and Building Materials*. 161(1):70-83. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.11.089>
- Arshad, A., Shahid, I., Anwar, U. H. C., Baig, M. N., Khan, S., Shakir, K. (2014), *The Wastes Utility in Concrete*. *International Journal of Environmental Research*. 8(4):1-20. <http://dx.doi.org/10.22059/ijer.2014.825>
- Azevedo, A. R. G., Vieira, C. M. F., Ferreira, W. M., Faria, K. C. P., Pedroti, L. G., Mendes, B. C. (2020), *Potential use of ceramic waste as precursor in the geopolymerization reaction for the production of ceramic roof tiles*. *Journal of Building Engineering*, 29(1). <http://dx.doi.org/10.1016/j.jobbe.2019.101156>
- Barros, E., Fucale, S. (2016), *O uso de resíduos da construção civil como agregados na produção de concreto*. *Revista de Engenharia e Pesquisa Aplicada*. 2(1). <http://dx.doi.org/10.25286/rep.v2i1.343>
- Brandão, R., Edwards, D. J., Hosseini, M. R., Melo, A. C. S., Macêdo, A. N. (2021), *Reverse supply chain conceptual model for construction and demolition waste*. *Waste Management & Research: The Journal for a Sustainable Circular Economy*. 39(11):1341-1355. <http://dx.doi.org/10.1177/0734242x21998730>
- Cipriano, P. B., Galdino, T. S. G., Sá, C. S., Ferraz, A. V. (2021), *Avaliação dos parâmetros de calcinação do resíduo de gesso nas propriedades do gesso reciclado*. *Matéria (Rio de Janeiro)*. 26(3). <http://dx.doi.org/10.1590/s1517-707620210003.13026>
- Geng, G., Li, J., Zhou, Y., Liu, L., Yan, J., Kunz, M., Monteiro, P. J. M. (2018), *A high-pressure X-ray diffraction study of the crystalline phases in calcium aluminate cement paste*. *Cement and Concrete Research*. 108(1):38-45. <http://dx.doi.org/10.1016/j.cemconres.2018.03.004>
- Hebhoub, H., Aoun, H., Belachia, M., Houari, H., Ghorbel, E. (2011), *Use of waste marble aggregates in concrete*. *Construction and Building Materials*. 25(3):1167-1171. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.09.037>
- Kashani, A., Ngo, T. D., Mendis, P., Black, K. R., Hajimohammadi, A. (2017), *A sustainable application of recycled tyre crumbs as insulator in lightweight cellular concrete*. *Journal of Cleaner Production*. 17(3):1-32. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2017.02.154>
- Klepa, R. B., Medeiros, M. F., Franco, M. A. C., Tamberg, E. T., Farias, T. H. B., Paschoalin Filho, J. A., Berssaneti, F. T., Santana, J. C. C. (2019), *Reuse of construction waste to produce thermoluminescent sensor for use in highway traffic control*. *Journal of Cleaner Production*. 209(1):250-258. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jclepro.2018.10.225>
- Mechtcherine, V., Michel, A., Liebscher, M., Schneider, K., Großmann, C. (2020), *Mineral-impregnated carbon fiber composites as novel reinforcement for concrete construction: material and automation perspectives*. *Automation in Construction*. 110(1):1-8. <http://dx.doi.org/10.1016/j.autcon.2019.103002>
- Meena, R. V., Chouhan, H. S., Jain, J. K., Satankar, R. K. (2021), *Construction and Demolition Waste as an Alternative of Rigid Pavement Material: a review*. *Iop Conference Series: Earth and Environmental Science*. 795(1). <http://dx.doi.org/10.1088/1755-1315/795/1/012019>
- Mohajerani, A., Burnett, L., Smith, J. V., Markovski, S., Rodwell, G., Rahman, M. T., Kurmus, H., Mirzababaei, M., Arulrajah, A., Horpibulsuk, S. (2020), *Recycling waste rubber tyres in construction materials and associated environmental considerations: a review*. *Resources, Conservation and Recycling*. 155(1). <http://dx.doi.org/10.1016/j.resconrec.2020.104679>

- Nascimento, C. F. G., Monteiro, E. C. B., Silva e Souza, M. G., Teixeira, I. A. R., Vale, L. J. S., Valões, D. C. P., Cavalcanti, L. R., Figueira, A. M. A., Pedrosa, P. G. V. (2020), *Viabilidade da substituição parcial do resíduo de construção civil pelo agregado miúdo nas propriedades físicas e mecânicas do concreto*. Brazilian Journal of Development. 6(8):62073-62081. <https://doi.org/10.34117/bjdv6n8-581>
- Nascimento, C. F. G., Silva, T. M., Teixeira, I. A. R., Silva, F. G. A., Neves, D. C. M., Pedrosa, P. G. V., Valões, D. C. P., Monteiro, E. C. B. (2021), *Influência do agregado reciclado na durabilidade do concreto armado frente a corrosão de armadura desencadeada por carbonatação acelerada*. Conjecturas. 21(4):569-599. <http://dx.doi.org/10.53660/conj-237-801>
- Nguyen, Q. D., Castel, A. (2020), *Reinforcement corrosion in limestone flash calcined clay cement-based concrete*. Cement And Concrete Research. 132(1):1-15. <http://dx.doi.org/10.1016/j.cemconres.2020.106051>
- Oliveira, P. S., Antunes, M. L. P., Cruz, N. C., Rangel, E.C., Azevedo, A. R. G., Durrant, S. F. (2020), *Use of waste collected from wind turbine blade production as an eco-friendly ingredient in mortars for civil construction*. Journal of Cleaner Production. 274(1). <http://dx.doi.org/10.1016/j.jclepro.2020.122948>
- Paiva, F. F. G., Tamashiro, J. R., Silva, L. H. P., Kinoshita, A. (2021), *Utilization of inorganic solid wastes in cementitious materials – A systematic literature review*. Construction and Building Materials. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.122833>
- Rodrigues, R., Brito, J., Sardinha, M. (2015), *Mechanical properties of structural concrete containing very fine aggregates from marble cutting sludge*. Construction and Building Materials. 77(1):349-356. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.12.104>
- Shukla, A., Gupta, N., Gupta, A. (2020), *Development of green concrete using waste marble dust*. Materials Today: Proceedings. 26(1):2590-2594. <http://dx.doi.org/10.1016/j.matpr.2020.02.548>
- Silva, J. A., Piva, J. H., Wanderlind, A., Savi, A. E., Antunes, E. G. P. (2021), *Análise das características físicas e propriedades mecânicas de argamassa com inserção de resíduos de madeira*. Matéria (Rio de Janeiro). 26(3). <http://dx.doi.org/10.1590/s1517-707620210003.13008>
- Thapa, V., Waldmann, D. (2021), *Binary blended cement pastes and concrete using gravel wash mud (GWM) powders*. Construction and Building Materials. 302(1). <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.124225>
- Souza, F. C. (2019), *Avaliação de propriedades mecânicas e físicas do concreto com a adição de pó de brita*. Trabalho apresentado como requisito para obtenção do título de bacharel no Curso de Graduação em Engenharia Civil de Infraestrutura do Centro Tecnológico de Joinville da Universidade Federal de Santa Catarina. Joinville.
- Varadharajan, S., Jaiswal, A., Verma, S. (2020), *Assessment of mechanical properties and environmental benefits of using rice husk ash and marble dust in concrete*. Structures. 28(1):389-406. <http://dx.doi.org/10.1016/j.istruc.2020.09.005>
- Zhen, Y., Liu, B. (2021), *Experimental Study on the Performance of Improved Collapsible Loess Mixture with Concrete Crushed Gravel*. Iop Conference Series: Earth and Environmental Science. 781(2). <http://dx.doi.org/10.1088/1755-1315/781/2/022068>

Realcalinización electroquímica aplicada a muestras de concreto carbonatadas bajo criterios de tres normatividades

J. A. Paat Estrella^{1*}, J. A. Miam Cuevas², E. E. Maldonado Bandala³,

T. Pérez López⁴, D. Nieves Mendoza³

*Autor de Contacto: josapaae@uacam.mx

DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v12i3.619>

Recepción: 15/06/2022 | Aceptación: 30/08/2022 | Publicación: 01/09/2022

RESUMEN

Fue evaluado el efecto de realcalinización electroquímica aplicando las normas UNE-EN-1504, NACE-SP0107 2007 y NMX-C-553-ONNCCE-2018, en muestras de concreto reforzado previamente carbonatadas. Con el seguimiento del grado de realcalinización, mediante mediciones de pH y potencial de media celda a 7, 14, 21 y 28 días, se observa la recuperación del pH en todos los casos, obteniendo valores de potencial de media celda característicos en cada aplicación de corriente, que confirma la polarización del acero modificando la condición termodinámica de la intercara concreto-acero y ocasionando cambios químicos en la pasta de concreto. Con la norma NMX-C-553-ONNCCE-2018 se polarizó el acero sin llegar a la región de sobreprotección, evitando el riesgo de producir hidrógeno y fragilidad en el acero.

Palabras clave: realcalinización electroquímica; pH; potencial de media celda; intensidad de corriente.

Citar como: Paat Estrella, J. A., Miam Cuevas, J. A., Maldonado Bandala, E. E., Pérez López, T., Nieves Mendoza, D. (2022), “Realcalinización electroquímica aplicada a muestras de concreto carbonatadas bajo criterios de tres normatividades”, Revista ALCONPAT, 12 (3), pp. 347 – 361, DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v12i3.619>

¹ Doctorado en Ingeniería, Facultad de Ingeniería Mecánica y Eléctrica, Universidad Veracruzana, campus Xalapa, Veracruz, México.

² Facultad de Ciencias Químico Biológicas, Universidad Autónoma de Campeche, Campeche, México.

³ Facultad de Ingeniería, Universidad Veracruzana, campus Xalapa, Veracruz, México.

⁴ Centro de Investigación en Corrosión, Universidad Autónoma de Campeche, Campeche, México

Contribución de cada autor

Conceptualización, Pérez, T. (50%), Paat, J. A. (50%); Desarrollo experimental, Paat, J. A. (70%), Miam, J. A. (30%); Metodología, Maldonado, E. E. (40%), Nieves, D. (40%), Paat, J. A. (20%); Investigación, Paat, J. A. (100%); Organización y Análisis de resultados, Pérez, T. (50%), Nieves, D. (50%); Escritura, Paat, J. A. (60%), Pérez, T. (40%); Revisión y edición, Pérez, T. (60%), Nieves, D. (40%).

Licencia Creative Commons

Los derechos de autor (2022) son propiedad de los autores. Este trabajo es un artículo de acceso abierto publicado bajo los términos y condiciones de una licencia internacional Creative Commons Attribution 4.0 International License ([CC BY 4.0](https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/)).

Discusiones y correcciones posteriores a la publicación

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el segundo número del año 2022 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del tercer número del año 2022.

Electrochemical realkalinization applied to carbonated concrete samples under the criteria of three standards

ABSTRACT

The effect of electrochemical realkalinization was evaluated by applying the standards UNE-EN-1504, NACE-SP0107-2007 and NMX-C-553-ONNCCE-2018, on previously carbonated reinforced concrete samples. With the monitoring of the degree of realkalinization, through pH and half-cell potential measurements at 7, 14, 21 and 28 days, pH recovery is observed in all cases, obtaining characteristic half-cell potential values in each current application, which confirms the polarization of the steel modifying the thermodynamic condition of the concrete-steel interface and causing chemical changes in the concrete paste. With the NMX-C-553-ONNCCE-2018 standard the steel was polarized without reaching the overprotection region, avoiding the risk of producing hydrogen and brittleness in the steel.

Palabras clave: electrochemical realkalinization; pH; half-cell potential; current intensity.

Realcalização eletroquímica de mostras de concreto carbonatado aplicado sob os critérios de três regulamentações

RESUMO

O efeito da realcalização eletroquímica foi avaliado pela aplicação das normas UNE-EN-1504, NACE-SP0107 2007 e NMX-C-553-ONNCCE-2018, em amostras de concreto armado previamente carbonatadas. Com o acompanhamento do grau de realcalização, através de medidas de pH e potencial de meia célula aos 7, 14, 21 e 28 dias, observa-se a recuperação do pH em todos os casos, obtendo valores característicos de potencial de meia célula em cada aplicação de corrente, o que confirma a polarização do aço, modificando a condição termodinâmica da interface concreto-aço e provocando alterações químicas na pasta de concreto. Com a norma NMX-C-553-ONNCCE-2018 o aço foi polarizado sem atingir a região de sobreproteção, evitando o risco de produção de hidrogênio e fragilidade no aço.

Palavras-chave: realcalização eletroquímica; pH; potencial de meia célula; amperagem.

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

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

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

La reproducción total o parcial de los contenidos e imágenes de la publicación se realiza en apego al código COPE y a la licencia CC BY 4.0 de la Revista ALCONPAT.

1. INTRODUCCIÓN

La durabilidad de las estructuras de concreto reforzado es considerada como la capacidad que tienen de conservar inalteradas sus condiciones físicas y químicas durante su vida útil cuando se ven sometidas a la degradación del material, por lo que el diseño estructural de un edificio de concreto reforzado debe estipular las medidas adecuadas para que éste alcance la vida útil establecida en el proyecto, teniendo en cuenta las condiciones ambientales, climatológicas y el género de edificio a construir.

El deterioro de infraestructuras como puentes, tuberías, tanques, edificios, canales, puertos, plantas de almacenamiento, monumentos históricos, aeropuertos, ferrocarriles, etc, es un problema serio que en la actualidad afecta no sólo a las dependencias responsables de ellas, sino que repercute indirectamente a la sociedad debido a que estas estructuras quedan inservibles tiempo antes de alcanzar el final de la vida útil establecida. Por lo que, dentro de las prioridades en México, se encuentran la seguridad de las personas, los bienes inmuebles y la protección del medio ambiente. Técnicas como la Realcalinización Electroquímica (RAE) y la Remoción Electroquímica de Cloruros (REC), han demostrado ser prometedoras de acuerdo a las experiencias que se han obtenido tanto en laboratorio como *in situ* (Weichung, Y., Jiang, JC, 2005).

La realcalinización electroquímica ha sido usada en numerosas ocasiones en aplicaciones prácticas y de laboratorio, sin embargo, actualmente no existe un consenso sobre cuáles son los parámetros relativos a la estructura y a la técnica que permita evaluar la efectividad de la misma a lo largo del tiempo (González, F., 2010). A pesar de que esta técnica ha mostrado su eficacia sobre estructuras reales, aún no puede considerarse una técnica de rutina debido a que no se cuenta con información detallada sobre algunos aspectos como los efectos secundarios que ocasiona y que a largo plazo podrían afectar la durabilidad del concreto (Mietz, J., 1998; Rincón, T., 1994).

La aplicación de estas técnicas electroquímicas (TE) como métodos no convencionales de intervención y mantenimiento han despertado gran interés en el campo de la Ingeniería Civil. En algunos de los países industrializados se tienen experiencias de implementación de las técnicas, no obstante, el número de trabajos reportados explicando las condiciones de aplicación no es abundante (Rincón, T. 1994; Helene, P. 1994; Pollet, V. 2000; Bize, B. 2001; Raharinaivo 1992; Chatterji, S. 1994; Fajardo, G., et al. 2006).

Como método de rehabilitación o como tratamiento preventivo, el método de realcalinización se ha utilizado para recuperar la alcalinidad del concreto cerca de la región de refuerzo (Mietz, J., 1998). La ventaja de este método es que cuando finaliza el tratamiento, el sistema puede desmontarse y la estructura de concreto puede seguir su función sin mayores intervenciones destructivas como sucede en el tratamiento convencional de reparación de parches (Redaelli, E., y Bertolini, L. 2011).

Estudios sobre el tratamiento de realcalinización que se centraron en comprender las características del fenómeno, como los mecanismos de transporte involucrados (Aguirre, A., y Gutiérrez, R., 2018; Castellote, M., et al., 2003; González, F., 2010), la eficiencia en la repasivación del refuerzo (Redaelli, E., y Bertolini, L. 2011; Yeih, W., y Chang, J., 2005), la eficiencia de diferentes electrolitos en la realcalinización (Mietz, J. 1995), los efectos sobre las propiedades del concreto y los efectos secundarios (González, F., 2010; Ribeiro, P., et al., 2013; Tong Y., et al., 2012), se han llevado a cabo durante los últimos años.

Las aplicaciones *in situ* se introdujeron a finales de la década de 1980 y un número significativo de estructuras han sido tratadas con esta técnica. Algunos documentos informan sobre estas experiencias y muestran la capacidad de la técnica para recuperar los niveles de pH protectores. Estos estudios también muestran que, incluso después de algunos años, la alcalinidad se mantiene en niveles altos, lo que sería suficiente para proteger el refuerzo (Yeih, W., Chang, J., 2005). Algunos de estos avances solo han podido ser incluidos en reglamentos y normas de carácter local

y regional.

En virtud de que la aplicación de una intensidad de corriente eléctrica induce la polarización de la interfase concreto-acero con variación en el valor del potencial de media celda, así como cambios en la composición química de la pasta de concreto, reflejada principalmente por el pH, se consideró conveniente comparar 3 condiciones de realcalinización establecidas en las normas UNE EN 1504, NACE SP0107 2007 y NMX-C-553-ONNCCE-2018, en las cuales el montaje experimental es prácticamente el mismo, donde la variante es el tiempo de aplicación, siendo 7 días para la NACE, 14 para la UNE y 28 para la NMX; y la intensidad de corriente aplicada, siendo 4 A/cm² en el primer caso, 2 A/m² para el segundo y 1 A/m² para el tercero, considerando la superficie de la varilla de acero.

Es de esperarse que la polarización más intensa se alcanzara para las condiciones de NACE, seguidas de la UNE (EURO) y finalmente la menor para la NMX. De igual manera, la rapidez de realcalinización se esperaría en el mismo orden. Sin embargo, se decidió llevar en todos los casos la polarización hasta 28 días, con la interrupción para medición de recuperación de carbonatación y potencial de media celda a los 7, 14, 21 y 28 días, para observar la capacidad de recuperación de la alcalinidad y la condición de la interfase concreto-acero. A su vez, registrar el alcance de valores de potencial de media celda que superen valores de sobreprotección que lleguen a la zona de fragilidad por hidrógeno, fenómeno muy nocivo sobre todo para acero postensado y pretensado. De esta manera, el objetivo de este trabajo fue evaluar el efecto de la realcalinización electroquímica aplicando las normas UNE-EN-1504, NACE-SP0107 2007 y NMX-C-553-ONNCCE-2018, en muestras de concreto reforzado previamente carbonatadas parcialmente.

2. PROCEDIMIENTO

2.1 Materiales utilizados

Los materiales que se utilizaron para la fabricación de los especímenes de concreto cumplieron con la normatividad vigente.

Los agregados fueron seleccionados bajo cumplimiento de la NMX-C-111-ONNCCE- 2018. Como agregado fino se utilizó arena de mar lavada, como agregado grueso piedra triturada con tamaño máximo de 19 mm. Estos materiales fueron característicos de la región del sureste del México, cuyas propiedades se presentan en la Tabla 1.

Tabla 1. Características de los componentes utilizados en las mezclas.

Pruebas	Agregado grueso	Agregado fino	Cemento
PVSS (Kg/m ³)	1241	1335	1400
PVVS (Kg/m ³)	1417	1514	
Densidad o peso específico (gr/cm ³)	2.26	2.56	3.2
% Absorción	2.5	2.56	---
T.M.N.A. (mm)	12.5	2.5	---

Para la fabricación de los especímenes se utilizó cemento Portland Compuesto de Resistencia Rápida (CPC 30R), con un peso específico de 3200 kg/m³ (NMX-C-414-ONNCCE-2017).

Este elemento importante fue abastecido con agua purificada comercial, con la finalidad de evitar una contaminación de muestras.

2.2 Diseño y preparación de probetas

Se elaboraron 66 probetas de concreto con acero de refuerzo A615 (ASTM), de 0.95 cm (3/8”) y 18 sin acero (Figura 1), con una relación a/c de 0.6, con la finalidad de obtener probetas de concreto con elevada porosidad para poder controlar la difusión de iones y CO₂.

En esta primera etapa se cortaron las varillas con una longitud de 50 cm, posteriormente se limpiaron con una disolución de HCl 1:1, y se cubrieron con cinta aislante 17.5 cm de cada extremo, dejando un área central de trabajo de 15 cm, como se muestra en la Figura 1(a).

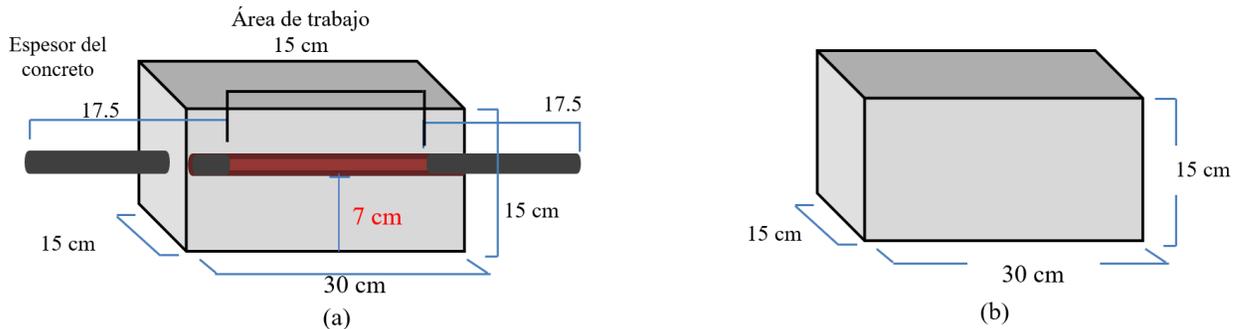


Figura 1. Características de las muestras elaboradas, (a) Con varilla de 50 cm, con 20 cm descubiertos como área de trabajo; (b) Sin varilla.

El diseño de mezcla, se realizó de acuerdo con lo establecido en ACI (American Concrete Institute) 211.1 para una resistencia promedio a la compresión de 250 kg/cm².

Para mejorar la plasticidad de la mezcla se utilizaron 35ml/l de un fluidizante reductor de agua. Las cantidades de los materiales para el diseño de mezcla se presentan en la Tabla 2.

Tabla 2. Pesos de los materiales por metro cúbico de mezcla de concreto.

Materiales	Cantidad utilizada (Kg)
Agua	115.82
Cemento	288.43
Agregado grueso	500.15
Agregado fino	511.51

Después de 24 horas se procedió a desmoldar las muestras y se sometieron a curado por inmersión con una solución saturada de Ca(OH)₂ durante 28 días. Después de este tiempo, las muestras alcanzaron una resistencia promedio de compresión de 204 kg/cm².

Las muestras se dividieron en tres series (I, II y III), a las cuales se les aplicaron intensidades de corriente con respecto al área del acero de acuerdo con lo establecido en las normatividades NMX-C-553-ONNCCE-2018 (1 A/m²), UNE EN 1504 (2 A/m²) y NACE SP0107 2007 (4 A/m²), respectivamente.

2.3 Ensayo Acelerado

Con el fin de lograr una mayor carbonatación en menor tiempo, las probetas fueron colocadas en una cámara de carbonatación acelerada, debido a que la carbonatación en condiciones naturales es un fenómeno lento desde el punto de vista técnico. Durante los ensayos acelerados, las muestras de concreto se sometieron a un ambiente con una concentración de CO₂ de 4 ± 0.5 %, de acuerdo con las pruebas realizadas por Turcry, Oksri-Nelfia, Younsi, & Aït-Mok en el 2014, y con una humedad relativa de 60 ± 5%. Se ha propuesto que con ensayos acelerados a concentraciones de CO₂ del 4% se produce en una semana la misma profundidad de carbonatación que con concentraciones normales (0.03%) en un año (Moreno, M., *et al*, 2004).

2.4 Realcalinización Electroquímica (RAE)

La realcalinización electroquímica es una técnica utilizada para recuperar el pH alcalino del concreto permitiendo la repasivación del acero de refuerzo. El funcionamiento de la RAE, es muy similar a la protección catódica de corriente impresa, debido a que se aplica una corriente eléctrica continua desde el ánodo, cerrando el circuito usando el acero de refuerzo como cátodo. Esta técnica se realizó con base en los criterios establecidos en las normas NACE SP0107-2007, UNE-EN-1504 y NMX-C-553-ONNCCE-2018, considerando las especificaciones que se presentan en la Tabla 3.

Tabla 3. Condiciones consideradas.

Parámetros	Norma mexicana	Norma europea	Nace
Densidad de corriente	1 A/m ²	2 A/m ²	4 A/m ²
Rango de voltaje	15 – 30 V DC		
Sistema anódico	Malla de acero galvanizado		
Electrolito	Carbonato de Sodio		
Tiempo	7 - 28 días		
pH	Medición de la profundidad de realcalinización		

Posterior a la carbonatación acelerada a la que fueron expuestas las muestras de concreto, se sometieron al proceso de realcalinización electroquímica, siendo necesario la implementación de dispositivos de realcalinización, como se describe a continuación.

Se seleccionaron 27 muestras para someter a RAE, se reforzó la pintura de las bases para que el carbonato de sodio penetrara solo por los lados de la viga. Posteriormente se cubrió cada una de las muestras con malla de acero galvanizado, que sirvió de ánodo durante la RAE, se acomodaron de forma vertical en un recipiente plástico con la capacidad suficiente, al cual se le perforó un orificio en la base, para dejar al descubierto un lado de la varilla y no sea afectada por el electrolito de inmersión (carbonato de sodio 1M) (véase Figura 2).



Figura 2. Montaje experimental usado para la realcalinización electroquímica.

2.4.1 Medición de la profundidad de realcalinización y la intensidad de corriente de realcalinización

Se realizó una conexión en paralelo a 3 diferentes corrientes: 1 A/m², 2 A/m² y 4 A/m², realizando las conexiones por triplicado. Para llevar a cabo esta conexión fue necesario diseñar un dispositivo de distribución eléctrica que mantuviera un flujo eléctrico constante conectado a dos fuentes de poder para alcanzar el voltaje requerido.

La realcalinización electroquímica se llevó a cabo durante 28 días, siendo divididas las muestras

en tres series (serie I, serie II y serie III), de 9 muestras cada una con el objetivo de comparar los posibles efectos secundarios que pudieran presentarse.

Durante este tiempo se monitoreó el pH en la interfase concreto-acero y de la pasta de concreto por el método de los indicadores. Estas mediciones se realizaron cada siete días a partir del día de inicio de la RAE hasta completar 28 días, como mencionan varios autores (Ton, Y., *et al* 2012, Yeih, W., y Chang, J., 2005). La extracción de núcleos y las muestras de polvo, se llevaron a cabo sobre los 15 cm de varilla descubierta, utilizando una broca hueca de 1.5” de diámetro y 7 cm de longitud acoplada a un taladro. (Figura 3). Durante la extracción se determinó profundidad y pH de cada viga expuesta a realcalinización mediante el método húmedo, utilizando como indicadores fenolftaleína (viraje entre 8.2 -10) y timolftaleína (viraje entre 9 -10.5). La medición se realizó obteniendo un promedio del frente de carbonatación a partir de la superficie de la muestra. Adicionalmente, se determinó el pH a la profundidad de la superficie de la varilla en muestras extraídas de las muestras, mediante el método potenciométrico, que determina el nivel de alcalinidad del concreto por medio de una extracción con agua destilada establecida en la ASTM D4262-05 (2018) Standard Test Method for pH of Chemically Cleaned or Etched Concrete Surfaces.



Figura 3. Extracción de cilindros y muestras de polvo.

2.4.2 Potencial de media celda (Emc)

El seguimiento de la condición termodinámica superficial del refuerzo, está basado principalmente en mediciones del potencial de media celda, que está relacionada con el estado activo o pasivo del acero de refuerzo. La medición consistió en la determinación de la diferencia de potencial eléctrico entre el acero de refuerzo y un electrodo de referencia (Cu/CuSO₄) que se coloca en la superficie del concreto (American Society for Testing and Materials, 2016), ASTM C-876-15, NMX-C-495-ONNCCE-2015.

3. RESULTADOS

A continuación, se presentan los resultados experimentales de la realcalinización electroquímica de probetas reforzadas con una profundidad de carbonatación de 6.7 cm. Se presentan resultados de pH y coeficiente de carbonatación. En la RAE, se muestra el comportamiento del Emc del acero de refuerzo (cátodo) durante 28 días, con intervalos de medición de 24 horas. Estas mediciones se realizaron sin interrumpir la corriente eléctrica.

3.1 Carbonatación

3.1.1 Ensayo en cámara de carbonatación acelerada (CCA)

Este proceso de degradación química o deterioro del concreto por CO₂ se llevó a cabo durante un periodo de seis meses. La figura 4 muestra la medición del avance de la carbonatación con respecto

al tiempo, utilizando los indicadores ácido-base conforme a la norma NMX-C-515-ONNCCE-2016. Se aprecia una tendencia lineal en el avance de la carbonatación con el transcurso del tiempo de exposición debido a que existe una gran diferencia entre la velocidad de difusión del CO₂ en el aire y en el agua, siendo en esta última aproximadamente 104 veces menor que en aire, por lo que en las condiciones de humedad relativa de la CCA (60%), los poros del concreto se encuentran parcialmente llenos, lo que permite que el CO₂ se difunda fácilmente. En contraste, si los poros estuvieran llenos de agua (Figura 5b) apenas hay carbonatación por que hay muy poca difusión del CO₂ en el agua (Del Valle *et al* 2001).

La pasta de cemento hidratada con un pH de 11.5 a 12.5 adquirió una coloración rojo-violeta; sin embargo, cuando se sometió a la acción del CO₂ se ocasionó una disminución del pH hasta alcanzar valores del orden de 8 debido a la neutralización, en mayor o menor grado, de los iones hidroxilo produciéndose, entre otras, la reacción (1):



En virtud de la cual se forma carbonato de calcio, incorporando CO₂ del medio.

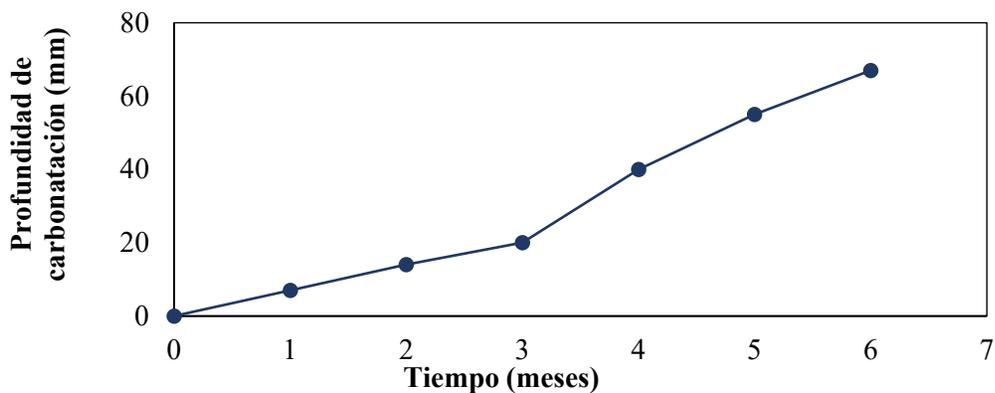


Figura 4. Profundidad de carbonatación con respecto al tiempo de exposición en CCA.

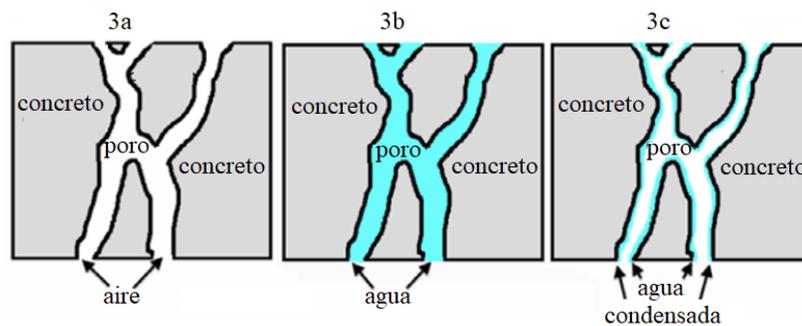


Figura 5. Llenado de los poros. a) Poro seco, b) Poro saturado de agua, c) Poro parcialmente lleno. Imágenes modificadas de Del Valle *et al* 2001.

3.1.2 Medición del pH en la intercara concreto-acero.

El objetivo de carbonatar las probetas previo al proceso de RAE fue disminuir el pH y poder recuperarlo mediante la realcalinización para observar los efectos causados por esta recuperación. El valor promedio de pH que se obtuvo fue de 8 con una desviación estándar de ± 0.8 , lo que coincidió con lo establecido por Aguirre, A. M., *et al* (2016) y Ribeiro, P.H.L.C., *et al* (2013) quienes determinaron que el pH de la solución poro en las zonas prácticamente carbonatadas oscilaba entre 11.5 y valores por debajo de 9 (Figura 4). Lo que indica que desde el tercer mes de carbonatación, las muestras de concreto ya estaban carbonatadas, sin embargo, para lograr una

mayor recuperación de pH, se decidió obtener valores de pH por debajo de 9.

En la Figura 6 se muestran las gráficas de pH al nivel del acero de refuerzo y E_{corr}, mostrando que durante el proceso de carbonatación el pH disminuyó gradualmente, de un pH aproximado a 13 a un pH de 9 en la proximidad de la varilla, coincidiendo con el valor del potencial de corrosión que desplazó su valor inicial de -120 mV hasta aproximadamente -700 mV, lo que de acuerdo con la norma ASTM C-876-15, significa que estos valores se encuentran por debajo del valor establecido de -350 mV existiendo un 90% de riesgo de que haya corrosión. Raja and Tetsuya (2010), reportan un seguimiento similar, en que el E_{corr} va disminuyendo con el avance de la carbonatación, iniciando desde -180 hasta -475 mV vs ECS. Proponen que la profundidad de carbonatación crítica es del 80% del total de la cubierta de concreto.

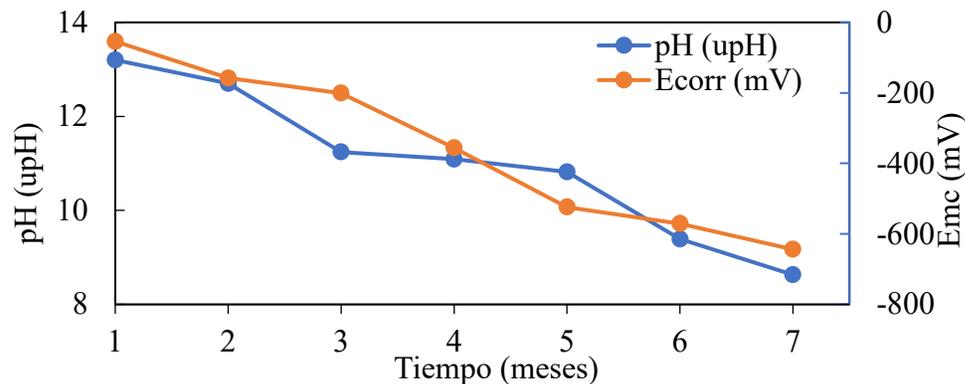


Figura 6. Seguimiento de pH y E_{corr} durante la carbonatación.

3.2.1 Realcalinización Electroquímica

La técnica de realcalinización electroquímica es un método alternativo basado en la aplicación de un campo eléctrico a un sistema formado por acero-concreto dentro de una disolución alcalina que funciona como electrolito. Es considerada una técnica temporal debido a que se aplica entre algunos días a unas cuantas semanas (Gonzalez, F., *et al.* 2011).

Para iniciar el proceso de realcalinización, se seleccionaron especímenes cuyos potenciales de corrosión estuvieran entre -350 mV y -650 mV, con una profundidad de carbonatación promedio de 6.5 cm y un pH por debajo de 9. Durante el tiempo de duración del proceso de RAE, se obtuvo un aumento progresivo en la profundidad de realcalinización, lo que significó una recuperación en la alcalinidad del concreto desde la superficie de contacto entre el electrolito y la muestra.

A continuación se presentan los resultados obtenidos de la RAE en las probetas de concreto a tres intensidades de corriente empleadas.

3.2.1.1 Muestras reforzadas realcalinizadas a 1 A/m² de acuerdo con la NMX-C-553-ONNCCE-2018

Durante este tratamiento se utilizó la técnica de los indicadores para seguir el progreso de la realcalinización del concreto en cada estructura. Esta evolución fue monitoreada cada 7 días durante los 28 días de aplicación de la corriente.

En los primeros 7, 14 y 21 días de realcalinización (Figuras 7, 8 y 9), las muestras presentaron un ligero viraje de coloración a rosa y violeta en los primeros tres centímetros de profundidad, debido a los indicadores fenolftaleína (vira a rosa a pH 8.2 intensificándose el color a > pH) y timolftaleína (vira a violeta a pH 9.2 intensificándose el color a > pH), respectivamente. A los 28 días de realcalinización (Figura 10), se obtuvo un incremento superior a 11, alcanzando el objetivo de la realcalinización electroquímica. A partir del día 21, tanto la RAE interna como la externa se observan sobrelapados a lo largo de los 7 cm de profundidad.

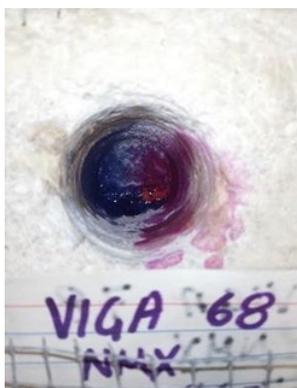


Figura 7. 7 días.



Figura 8. 14 días.



Figura 9. 21 días.



Figura 10. 28 días.

3.2.1.2 Muestras reforzadas realcalinizadas a 2 A/m^2 de acuerdo con la norma UNE-EN-1504

En la figura 11, se observa una muestra a los 7 días de realcalinización, en ésta se puede observar el cambio de coloración al final de los 7 cm de profundidad, sin embargo, a partir de los 14 días de este proceso la coloración se va intensificando, permaneciendo constante los días 21 (Figura 12) y 28 (Figura 13), lo que de acuerdo con los resultados obtenidos de la determinación de pH por el método del electrodo alcanza valores cercanos a 12.

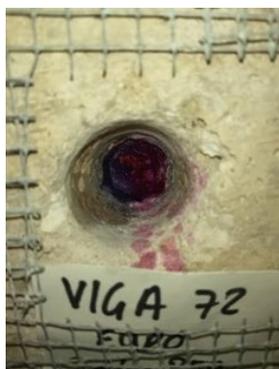


Figura 11. 7 días.



Figura 12. 14 días.



Figura 13. 21 días.



Figura 14. 28 días.

3.2.1.3 Muestras reforzadas realcalinizadas a 4 A/m^2 de acuerdo con la norma NACE SP0107-2007

Finalmente, las muestras que fueron sometidas a una intensidad de corriente de 4 A/m^2 presentaron un aumento en la coloración a partir de los primeros 7 días del proceso de realcalinización de forma homogénea a lo largo de los 7 centímetros de espesor del concreto (Figura 15), intensificándose aquella con el tiempo y manteniéndose constante hasta los 28 días de la realcalinización (Figura 16, 17 y 18), alcanzando valores de pH superiores a 11 (véase Figura 19).



Figura 15. 7 días.



Figura 16. 14 días.



Figura 17. 21 días.



Figura 18. 28 días.

En el caso de estas probetas, se observa una mejoría en la propagación de ambas alcalinidades, una producida por la reacción catódica y la otra debido a la penetración del electrolito alcalino, permitiendo extender los efectos del tratamiento a lo largo de la profundidad del concreto. Lo que coincide con lo publicado por Mietz (1995) y por Redaelli & Bertolini (2011).

De acuerdo con la intensidad del color, y comparándolas con las normas EURO y NACE las muestras bajo los criterios de la NMX-C-553-ONNCCE-2018 correspondiente a 1 A/m^2 no presentaron aumento considerable en el pH durante los primeros 7 días de realcalinización (véase Figura 19), lo que de acuerdo con Aguirre-Guerrero, A., y Mejía de Gutiérrez, R., 2018, la hace menos efectiva en los primeros 7 días. Sin embargo, independientemente de la normatividad empleada, todas las muestras a los 28 días de realcalinización obtuvieron pH mayores a 11 (véase Figura 19).

Como puede observarse en las Figuras 6-9, la coloración de los indicadores se presenta con mayor intensidad en dos direcciones, lo que representa una recuperación de pH de igual forma, 1) desde el acero de refuerzo hacia la superficie interna (RAE interna), debido a la producción de alcalinidad inducido por la aplicación de la corriente catódica y 2) desde la superficie del concreto hacia el acero de refuerzo (RAE externa) debido a la penetración de la solución alcalina en contacto con el sistema anódico (Redaelli, E. & Bertolini, L., 2011), observándose de forma más lenta en las muestras sometidas a 1 A/m^2 (Figura 7).

Este comportamiento de recuperación de pH en ambas direcciones confirma una producción de iones OH^- inducida por la aplicación de una corriente catódica (Redaelli, E. & Bertolini, L., 2011, Castellote, M., *et al.*, 2006), y una penetración del electrolito alcalino a través del concreto (Castellote, M., *et al.*, 2006), confirmando que durante el proceso de RAE se llevan a cabo mecanismos importantes, como son migración de iones entre el campo magnético, iones negativos migran hacia el ánodo (malla de acero), iones positivos migran hacia el cátodo (acero de refuerzo); absorción debido a los efectos de capilaridad de las soluciones alcalinas; difusión de compuestos alcalinos debido a las diferentes concentraciones; y electroósmosis del electrolito en la superficie del concreto que se mueve hacia el cátodo (Redaelli, E. & Bertolini, L., 2011, Castellote, M., *et al.*, 2003, Mietz, 1998 y González, F., *et al.* 2011).

En cuanto a los resultados de pH obtenidos en las tres intensidades de corriente utilizadas (Figura 19), los valores más altos se presentaron a mayor tiempo de realcalinización electroquímica.

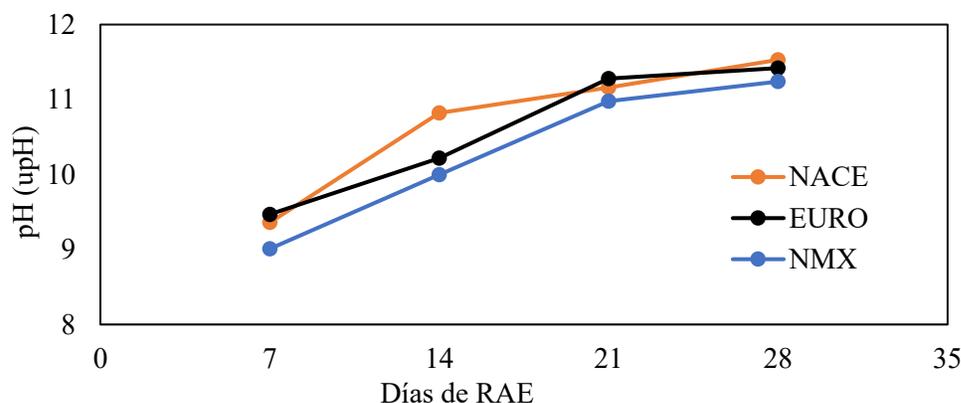


Figura 19. Valores de pH durante los 28 días del tratamiento RAE.

3.3 Potencial de media celda (Emc)

Se ha visto que en las estructuras de concreto reforzado el concreto actúa como un electrolito, y de esta forma el acero de refuerzo inmerso en la matriz cementante desarrollará un potencial que dependerá de las características físicas y químicas del concreto.

A continuación se presentan los resultados promedio de los potenciales eléctricos medidos diariamente durante los 28 días de aplicación de la RAE. Estas mediciones se realizaron con la finalidad de obtener un valor relativo de la probabilidad de corrosión que pudiera haberse presentado en el acero de refuerzo durante este proceso electroquímico.

Estas muestras estuvieron sometidas a intensidades de corriente de 1 A/m^2 (NMX), 2 A/m^2 (EURO) y 4 A/m^2 (NACE) durante un periodo de 28 días, en los que el recubrimiento de malla de acero galvanizado se utilizó como ánodo y la varilla de acero de refuerzo como cátodo. Durante este periodo se observó que el acero embebido mantuvo potenciales de media celda muy negativos (menores a -350 mV), independientemente de la intensidad de corriente aplicada, lo que de acuerdo con lo establecido en la norma ASTM C876-15 corresponde a un 90% de probabilidad de corrosión. Estos valores indican que el acero de refuerzo se mantuvo en un estado activo durante todo el periodo de realcalinización electroquímica.

En la Figura 20 se observa el comportamiento del potencial electroquímico que presentaron las probetas a diferentes intensidades de corriente aplicada, donde se puede apreciar que los valores de Emc presentaron un comportamiento directamente proporcional con la intensidad de corriente que se utilizó. Es decir, a mayor intensidad de corriente, mayor valor del potencial de corrosión y viceversa. Esta intensidad de corriente alcanzó valores $>-900 \text{ mV}$, debido a la fuerte polarización catódica (Redaelli, E., & Bertolini, L., 2011). De las tres normatividades empleadas, fueron las probetas bajo condiciones de la NMX las que presentaron valores menos negativos de Emc. Sin embargo, en los tres casos de intensidades de corriente, los aceros embebidos en el concreto se mantuvieron activos durante todo el proceso de la realcalinización electroquímica. Después del tratamiento, el Emc alcanzó valores superiores a -200 mV , lo que representa un decremento en la probabilidad de corrosión de acuerdo con lo establecido en la norma ASTM C876-15, lo que de acuerdo con Redaelli, & Bertolini, (2011), representa efectividad en el tratamiento y sugiere que el acero de refuerzo alcanzó la repasivación.

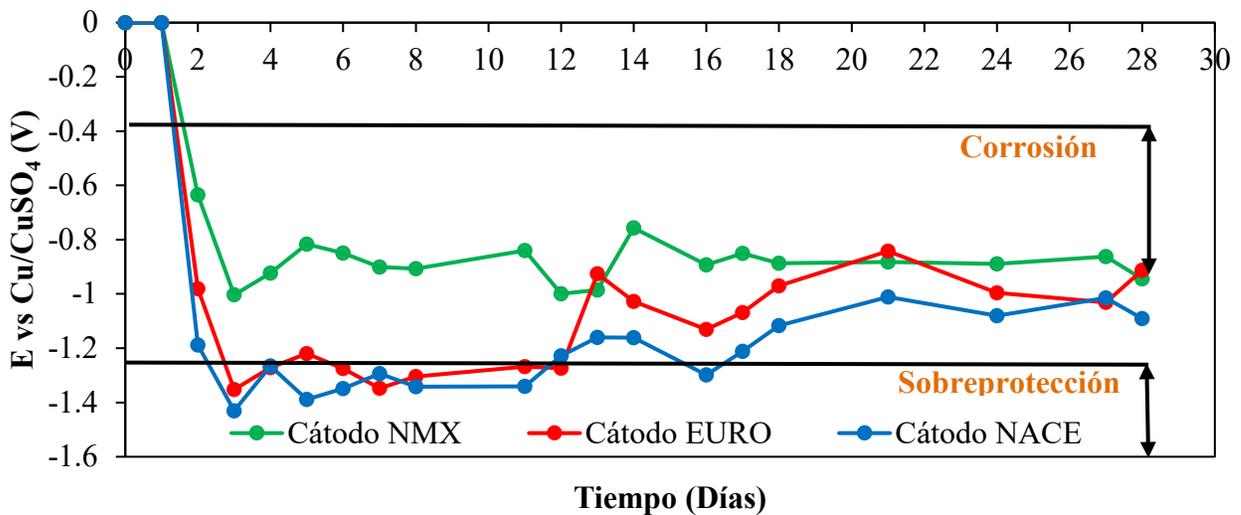


Figura 20. Valores promedio de potenciales (V) durante los 28 días de RAE sometidos a tres diferentes intensidades de corriente.

Se observa que con la aplicación de la norma NMX-C-553-ONNCCE-2018 no se llega a la región de sobreprotección, por lo cual no representa riesgo de producir hidrógeno y fragilidad en el acero. Para la norma europea (UNE-EN-1504), la polarización alcanza hasta el intervalo de sobreprotección durante los primeros 12 días, posteriormente incrementa sus valores de potencial fuera de la zona de riesgo de fragilidad por hidrógeno. En estos casos, es conveniente llevar a cabo ensayos de tensión para corroborar si el acero fue afectado por la generación de hidrógeno. Es particularmente importante considerarlo en concretos con acero postensado o pretensado.

4. CONCLUSIONES

La acción del CO₂ sobre los compuestos hidratados del cemento Portland produce una disminución del pH, modificando la composición química de compuestos y formando diversos compuestos carbonatados.

En la aplicación de la técnica de realcalinización electroquímica, la recuperación del pH (realcalinización) del concreto se obtiene principalmente durante los primeros 7 días a 4 A/m², permitiendo una recuperación completa del espesor del concreto.

Sin embargo, el valor estable o el ligero incremento de pH junto con el incremento en el contenido de álcali en la interfaz acero-concreto apoyarían las condiciones que promueven la formación de la capa pasiva de acero que servirá de protección después de aplicar la RAE. Por tanto, la realcalinización electroquímica se puede aplicar como técnica preventiva en estructuras de concreto parcialmente carbonatadas.

Se logró una recuperación del pH del concreto directamente proporcional al tiempo, por lo que de las tres normatividades empleadas, fueron las probetas bajo condiciones establecidas en la NMX-C-553-ONNCCE-2018 las que presentaron valores menos negativos de E_{mc} sin llegar a la región de sobreprotección, lo que no representa riesgo de producir hidrógeno y fragilidad en el acero.

5. AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a la Universidad Veracruzana, campus Xalapa, la Universidad Autónoma de Campeche, al Programa para el Desarrollo del Personal Docente (PRODEP) y a la Fundación Pablo García por las facilidades brindadas para la realización de este proyecto.

Al Dr. Victor Moo, por su valioso apoyo en el diseño y elaboración del dispositivo eléctrico utilizado durante la realcalinización electroquímica.

6. REFERENCES

- Aguirre-Guerrero, A. M., & de Gutiérrez, R. M. (2018), *Efficiency of electrochemical realkalisation treatment on reinforced blended concrete using FTIR and TGA*. *Construction and Building Materials*, 193, 518-528. DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2018.10.195](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.10.195)
- Aguirre-Guerrero, A. M., Mejía-de-Gutiérrez, R., Montês-Correia, M. J. R. (2016), *Corrosion performance of blended concretes exposed to different aggressive environments*. *Construction and Building Materials*, 121, 704-716. DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2016.06.038](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.06.038)
- Annual Book of ASTM Standards (2016), *Construction. Chemical-resistant materials; vitrified clay, concrete, fiber-cement products; mortars; masonry*. Section 4. Vol. 04.05.
- Andrade, C., Alonso, C., Rodríguez, J. (1989), *Remaining service life of corroding structures*. IABSE Symposium on Durability, Lisbon, Sep., pp. 359-363.
- ASTM C876-15. Standard Test Method for Corrosion Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete.
- Bize, B. (2001), *Béton armé corrode: Les traitement électrochimiques*. In: CSTB Magazine, No. 136. juillet - août 2001.
- Castellote, M., Llorente, I., Andrade, C. (2003), *Influence of the external solution in the electroosmotic flux induced by realkalisation*. in: *Mater. Construcc.*, vol. 53, no 271– 272. pp. 101– 111. DOI: <https://doi.org/10.3989/mc.2003.v53.i271-272.294>
- Castellote, M., Llorente, I., Andrade, C., Turrillas, X., Alonso, C., Campo, J. (2006), *In-situ monitoring the realkalisation process by neutron diffraction: electro-osmotic flux and portlandite formation*. *Cem Concr Res*. 36:791–800. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2005.11.014>
- Castellote M., Llorente, I., Andrade C., Turrillas, X, Alonso, C., Campo, J. (2006), *Neutron diffraction as a tool to monitor the establishment of the electro-osmotic flux during realkalisation of carbonated concrete*. *Physica B*. 385– 386:26–528. <https://doi.org/10.1016/j.physb.2006.05.263>
- Chatterji, S. (1994), *Simultaneous chloride removal and realcalisation of old concrete structures*. *Cement and Concrete Research* 24. No. 6. pp. 1051 -1054. DOI: [10.1016/0008-8846\(94\)90028-0](https://doi.org/10.1016/0008-8846(94)90028-0)
- CYTED – DURAR. *Manual de Inspección, Evaluación y Diagnóstico de Corrosión en Estructuras de Hormigón Armado*. Reporte Final, Red Durar, CYTED, Maracaibo, (1997).
- Fajardo, G., Escadeillas G., Arliguie, G. (2006), *Electrochemical chloride extraction (ECE) from steel reinforced concrete specimens contaminated from artificial seawater*. *Corrosion Science* 48, pp: 110-125. <https://doi.org/10.1016/j.corsci.2004.11.015>
- Del Valle Moreno, A., Pérez-López T., Martínez Madrid, M. (2001), *El fenómeno de la corrosión en estructuras de concreto reforzado*. Publicación Técnica No. 182, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Instituto Mexicano del Transporte, Sanfandila, Querétaro.
- González Díaz, F. (2010), *Realcalinización electroquímica del concreto reforzado carbonatado: una opción de prevención contra la corrosión*. Doctorado thesis, Universidad Autónoma de Nuevo León.
- González, F., Fajardo, G., Arliguie, G., Juárez, C. A., Escadeillas, G. (2011), *Electrochemical Realkalisation of Carbonated Concrete: An Alternative Approach to Prevention of Reinforcing Steel Corrosion*. *International Journal of Electrochemical Science*. 6. pp 6332 – 6349.
- Helene, P., Monteiro, J. (1994), *Can local repairs be durable solutions for steel corrosion in concrete structures*. *Annals of international Conference on Corrosion and Corrosion Protection of Steel in Concrete*, Vol. 2.
- Linares, D., Sánchez, M. (2003), *Construction, operation and performance of a chamber for tests of accelerated carbonation*. *Rev. Tec Ing. Univ Zulia*, 26, 34-44.

- Mietz, J. (1995), *Electrochemical realkalisation for rehabilitation of reinforced concrete structures*. *Materials and corrosion*. 46(9), 527-533. <https://doi.org/10.1002/maco.19950460904>
- Mietz, J. (1998), *Electrochemical rehabilitation methods for reinforced concrete structures a state of the art report*. EFC N°24, IOM Communications Ltd, London.
- NACE (2007), *SP0107-2007 Electrochemical Realkalization and Chloride Extraction for Reinforced Concrete*
- Normas mexicanas del ONNCCE (2018), *NMX-C-111-ONNCCE-2018 Industria de la Construcción-Agregados para concreto hidráulico-Especificaciones y métodos de ensayo*.
- Normas mexicanas del ONNCCE (2017), *NMX-C-414-ONNCCE-2017 Industria de la Construcción - Cementantes Hidráulicos - Especificaciones y Métodos de Ensayo*.
- Normas mexicanas del ONNCCE (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*.
- Normas mexicanas del ONNCCE (2018), *NMX-C-553-ONNCCE-2018 Industria de la construcción - Concreto - Durabilidad - Métodos Electroquímicos de Rehabilitación (Intervención) Especializados (Recalcinización y Remoción de Cloruros) - Especificaciones y Métodos de Ensayo*
- Norma ACI 211.1. *Diseño de mezcla de concreto patrón*.
- Pollet, V., Dieryck, V. (2000), *Re - alkalization: specification for the treatment application and acceptance criteria*. Annual Progress Report, 1999 - 2000, COST 521, Workshop, Belfast, p. 271.
- Raharinaivo and Carpio, J. (1992). *The stepping down the current method: a new corrosion control for cathodic protection of steel*. Paper No. 228, NACE Conference Corrosion 92, Nashville USA, p. 9.
- Hussain, R. R., Tetsuya, I. (2011), *Enhanced electro-chemical corrosion model for reinforced concrete under severe coupled actions of chloride and temperature*. *Construction and Building Materials Journal*. Vol. 25, Issue 3. pp. 1305-1315, Elsevier, ISI. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.09.014>
- Redaelli, E., Bertolini, L. (2011), *Electrochemical repair techniques in carbonated concrete. Part I: electrochemical realkalisation*. *J Appl Electrochem* 41, 817–827. DOI:[10.1007/s10800-011-0301-4](https://doi.org/10.1007/s10800-011-0301-4)
- Ribeiro, P. H. L. C., Meira, G. R., Ferreira, P. R. R., Perazzo, N. (2013), *Electrochemical Realkalisation of Carbonated Concretes – Influence of Material Characteristics and Thickness of Concrete Reinforcement Cover*. Elsevier. *Construction and Building Materials* 40. 280-290. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.09.076>
- Rincón, T., Rincón, O. (1994), *Electrochemical evolution of mortar based on acrylic and epoxy resins used to repair concrete structures*. 1st Mexican Symposium and 2nd International Workshop on Metallic Corrosion, Mérida, México.
- Tong, Y., Bouteiller, V., Marie-Victoire, E. Joiret, S. (2012). *Efficiency Investigations of Electrochemical Realkalisation Treatment Applied to Carbonated Reinforced Concret. Part I: sacrificial anode process*. *Cem. Concr. Res.* 42 (1), 84-94. DOI:[10.1016/j.cemconres.2011.08.008](https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2011.08.008)
- Tuutti, K. (1982). *Corrosion of steel in concrete*. Report 4.82, The Swedish Cement and Concrete Association, Stockholm.
- UNE-EN 1504 Norma de productos y sistemas para la protección y reparación de estructuras de hormigón.
- Yeih, W., Chang, J. J. (2005), *A study on the efficiency of electrochemical realkalisation of carbonated concrete*. *Construction and Building Materials* 19. 516-524 p. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2005.01.006>

Influencia del caucho de desecho de neumáticos en el rendimiento mecánico de mezclas asfálticas en caliente

C. G. L. Nunes^{1*} , P. H. S. Pereira² , R. A. Melo³ ,

J. K. G. Rodrigues⁴ , L. C. F. L. Lucena⁴ 

*Autor de Contacto: camilagluznunes@gmail.com

DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v12i3.575>

Recepción: 23/12/2021 | Aceptación: 08/07/2022 | Publicación: 01/09/2022

RESUMEN

Este trabajo tuvo como objetivo optimizar la producción de mezclas asfálticas en caliente utilizando caucho asfáltico. Para ello, se evaluó el desempeño mecánico de mezclas asfálticas producidas con diferentes ligantes: asfalto caucho comercial (AC08), asfalto caucho 10% (AC10) y 15% (AC15) de residuos de caucho y asfalto convencional (PEN 50-70). Para la composición de estas mezclas, el contenido óptimo de asfalto fue definido por el método Marshall. Para la realización de las pruebas mecánicas se ensayaron probetas moldeadas con compactadores Marshall y Superpave. De los resultados obtenidos se encontró que las mezclas con AR08 y AR10, compactadas con Superpave, presentaron el mejor desempeño mecánico. Sin embargo, el ligante AR08 ya está disponible en el mercado, lo que facilita su uso en trabajos de pavimentación.

Palabras clave: mezcla asfáltica en caliente; asfalto de caucho; *Marshall*; *Superpave*.

Citar como: Nunes, C. G. L., Pereira, P. H. S., Melo, R. A., Rodrigues, J. F. K. G., Lucena, L. C. F. L. (2022), “Influencia del caucho de desecho de neumáticos en el rendimiento mecánico de mezclas asfálticas en caliente”, Revista ALCONPAT, 12 (3), pp. 362 – 377, DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v12i3.575>

¹ Ph.D. student of the Graduate Program in Civil and Environmental Engineering, Federal University of Paraíba, João Pessoa, Brazil.

² Master's student of the Graduate Program in Civil and Environmental Engineering, Federal University of Paraíba, João Pessoa, Brazil.

³ Department of Civil Engineering, Federal University of Paraíba, João Pessoa, Brazil.

⁴ Department of Civil Engineering, Federal University of Campina Grande, Campina Grande, Brazil.

Contribución de cada autor

En este trabajo, C. G. L. Nunes contribuyó con la conceptualización (50%), experimentación (60%), análisis (100%) y redacción del borrador original (100%). P. H. S. Pereira contribuyó a la actividad de experimentación en un 40%. R. A. Melo contribuyó con la conceptualización (50%), orientación (100%) y redacción - revisión y edición (70%). J. F. K. G. Rodrigues contribuyó con recursos para la realización de los experimentos (50%). L. C. F. L. Lucena contribuyó con la redacción - revisión y edición (30%) y recursos para la realización de los experimentos (50%).

Licencia Creative Commons

Los derechos de autor (2022) son propiedad de los autores. Este trabajo es un artículo de acceso abierto publicado bajo los términos y condiciones de una licencia internacional Creative Commons Attribution 4.0 International License ([CC BY 4.0](https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/)).

Discusiones y correcciones posteriores a la publicación

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el tercer número del año 2023 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del segundo número del año 2023.

Influence of unserviceable tires' rubber on the mechanical performance of hot mix asphalt

ABSTRACT

This work aimed to optimize the production of hot mix asphalt (HMA) from the use of asphalt-rubber. For that, the mechanical performance of asphalt mixtures produced with different binders was evaluated: commercial asphalt-rubber (AR08), asphalt crumb rubber 10% (AR10) and 15% (AR15), and conventional asphalt (PEN 50-70). For the composition of these mixtures, the optimum asphalt contents were defined by the Marshall design. To carry out the mechanical tests, specimens molded with Marshall and Superpave compactors were tested. From the results obtained, it was verified that AR08 and AR10 asphaltic mixtures, compacted with Superpave, carried out the best mechanical performance. However, the AR08 binder is already available on the market, which facilitates its usage in paving works.

Keywords: hot mix asphalt; asphalt-rubber; *Marshall*; *Superpave*.

Influência da borracha de pneus inservíveis no desempenho mecânico de misturas asfálticas a quente

RESUMO

Este trabalho teve como objetivo otimizar a produção de misturas asfálticas a quente a partir da utilização de asfalto-borracha. Para isso, avaliou-se o desempenho mecânico de misturas asfálticas produzidas com diferentes ligantes: asfalto-borracha comercial (AB08), asfalto-borracha 10% (AB10) e 15% (AB15) de resíduos de borracha e asfalto convencional (CAP 50/70). Para a composição dessas misturas, os teores ótimos de asfalto foram definidos pela dosagem *Marshall*. Já para a realização dos ensaios mecânicos, foram ensaiados corpos de prova moldados com compactadores *Marshall* e *Superpave*. Pelos resultados obtidos, constatou-se que as misturas com AB08 e AB10, compactadas com o *Superpave*, apresentaram o melhor desempenho mecânico. Porém, o ligante AB08 já está disponível no mercado, o que facilita seu uso em obras de pavimentação.

Palavras-chave: Mistura asfáltica a quente; asfalto-borracha; *Marshall*; *Superpave*.

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

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

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

La reproducción total o parcial de los contenidos e imágenes de la publicación se realiza en apego al código COPE y a la licencia CC BY 4.0 de la Revista ALCONPAT.

1. INTRODUCCIÓN

Los neumáticos inservibles corresponden a los neumáticos usados que no pueden ser reutilizados por medio de reformas, por presentar daños irreversibles en su estructura. Estos neumáticos corresponden a una de las mayores y más problemáticas fuentes de residuos, debido al gran volumen de neumáticos producidos y al largo tiempo que tardan en descomponerse. Además, los neumáticos inservibles se convierten en amenazas para la salud humana y el medio ambiente cuando se desechan de forma inadecuada (Lo Presti, 2013).

En Brasil, la fuerte dependencia del modo viario para el transporte de cargas y personas, impulsa el mercado de neumáticos y, consecuentemente, la generación de residuos de neumáticos. Esta dependencia eleva los costos operativos de transporte, acelera la aparición de defectos en los pavimentos y la necesidad de obras de conservación y mantenimiento. Por lo tanto, el uso de asfalto caucho en las obras de pavimentación es una alternativa viable, no solo para proteger el medio ambiente, sino también para reducir los costos operativos de transporte en el país.

El asfalto caucho presenta numerosas ventajas con respecto al asfalto convencional, como menor índice de penetración, flexibilidad y ductilidad a bajas temperaturas, mayor resistencia a la deformación permanente, mayor resistencia a la aparición de grietas a bajas temperaturas y mayor resistencia a la fatiga (Yetkin, 2007; Palit *et al.*, 2004; Xiang *et al.*, 2009). Otras ventajas incluyen mayor vida útil, menores costos de conservación y mantenimiento, reducción del envejecimiento de la mezcla asfáltica y reducción del ruido del tráfico (Sol-Sánchez *et al.*, 2020; Lee *et al.*, 2008; Navarro *et al.*, 2004; Chiu *et al.* Lu, 2007; Bueno *et al.*, 2014; Ding *et al.*, 2017).

A pesar de los beneficios, el asfalto caucho todavía no es ampliamente aceptado y utilizado. Esto ocurre por dos razones. El primero es la falta de capacitación profesional, en términos de dominio de las diversas técnicas y comprensión de algunas variables (por ejemplo, contenido del caucho, dimensiones de las partículas del caucho, superficie del caucho y almacenamiento). Segundo, faltan políticas públicas locales que estimulen el uso del asfalto caucho (Lo Presti, 2013; Picado-Santos *et al.*, 2020).

El uso del asfalto caucho sigue siendo bajo en Brasil. En el país falta mano de obra especializada (Thives, 2009) y políticas públicas que incentiven el uso de ese material. Así, uno de los objetivos de este estudio fue evaluar el desempeño mecánico de mezclas asfálticas en caliente (MAC). Las mezclas se produjeron con cuatro tipos de ligantes: (i) asfalto caucho comercial (AC08), (ii) asfalto caucho 10% (AC10) y (iii) 15% (AC15) ambos producidos en laboratorio con residuos de caucho de neumáticos, y (iv) asfalto convencional, es decir, ligante asfáltico con penetración entre 50-70 (PEN 50/70), que es usual para pavimentación en Brasil. Además, el objetivo también era analizar la eficacia del *dominant aggregate size range* (DASR), método de predicción de deformación permanente en mezclas asfálticas, así como analizar la influencia del método de compactación (*Marshall* o *Superpave*) en el rendimiento mecánico de las mezclas.

En Brasil, la especificación para la selección granulométrica de las mezclas asfálticas se fundamenta en el encuadramiento de los agregados en bandas granulométricas, sugeridas por el Departamento Nacional de Infraestructura de Transportes (DNIT). Este método consiste en un procedimiento de ensayo y error, donde las proporciones de los agregados componentes de la mezcla se ajustan para el encuadre dentro de los límites de esas bandas. Por lo tanto, este método no tiene en cuenta los efectos de la distribución de agregados en el comportamiento mecánico de las mezclas asfálticas. Esto puede resultar en mezclas con menor estabilidad y menor resistencia a la deformación permanente. Por lo tanto, el concepto de porosidad DASR fue utilizado en este estudio para evaluar la deformación permanente de mezclas asfálticas.

El DASR es un método racional para seleccionar la composición granulométrica de las mezclas asfálticas. El método es de simple aplicación y utiliza uno solo parámetro, la porosidad DASR, que independiente del tamaño nominal máximo de la mezcla asfáltica. En este método, se considera

que las mezclas con porosidad superior al 50% no proporcionan una buena interacción entre los agregados, lo que las hace menos resistentes a la deformación permanente. Estudios anteriores muestran la eficiencia de la aplicación de este método para obtener un diseño adecuado, con menor propensión a desarrollar deformación permanente (Greene *et al.*, 2014; Kim *et al.*, 2009). Por lo tanto, el método DASR se utilizó para verificar la eficiencia de la elección de la composición de la matriz de agregados.

En este trabajo, el contenido óptimo de asfalto se determinó utilizando el método *Marshall*, ya que este método sigue siendo el más utilizado en Brasil. Posteriormente, para la realización de los ensayos mecánicos, los cuerpos de prueba fueron moldeados con los compactadores *Marshall* y *Superpave*. En estudios anteriores con otros materiales que también utilizaron estas dos compactaciones, se verificó que cuerpos de prueba compactados con *Superpave* tienden a presentar mejores resultados en ensayos mecánicos. Estos mejores resultados suelen atribuirse a la mayor eficiencia de la compactación por amasamiento utilizada por *Superpave*, en comparación con la compactación por impacto utilizada en *Marshall* (Assis *et al.*, 2017). Así, en este trabajo, se compararon los resultados obtenidos con las dos formas de compactación.

2. PROCEDIMIENTO

2.1 Materiales

Este estudio siguió un procedimiento experimental que se inició con la recolección de los materiales: PEN 50-70, AC08, agregados graníticos y caucho triturado de neumáticos. Estos materiales fueron donados por empresas de las regiones Noreste y Sudeste de Brasil. El caucho obtenido posee una densidad de 0,99 g/cm³, y ha sido sometido a un tamizado preliminar para eliminar partículas gruesas que podrían comprometer la homogeneidad de la mezcla con ligante convencional. La especificación ASTM D6114/D6114M-19 recomienda no utilizar partículas de caucho muy gruesas. Por lo tanto, en esta investigación se utilizaron las fracciones más finas, con granulometría entre 0,15 y 0,59 mm.

2.2 Producción de asfalto caucho

En la producción de asfalto caucho en laboratorio, 10% y 15% del contenido de asfalto convencional fueron reemplazados por caucho, entonces fueron producidos los ligantes AC10 y AC15. Para estos ligantes, el caucho se añadió al asfalto convencional en un mezclador mecánico con rotación constante de 2.000 rpm y temperatura de 170°C durante una hora. Los ligantes AC10, AC15, PEN 50-70 y AC08 han sido probados para determinar sus propiedades físicas. Estas pruebas han incluido penetración, punto de ablandamiento, viscosidad rotacional, recuperación elástica y estabilidad al almacenamiento. Además, se han realizado ensayos para determinar las propiedades físicas de los agregados, incluyendo granulometría, absorción, densidad, desgaste en máquina de “Los Angeles” y durabilidad del asfalto al sulfato de sodio. Los ensayos se realizaron de acuerdo con las normas del DNIT.

2.3 Diseño de mezclas asfálticas

2.3.1 Selección de la composición granulométrica

Para determinar la composición granulométrica de los agregados se utilizó el método de ensayo para encuadrar la mezcla en la banda C del DNIT. La porosidad DASR también se calculó para estimar si la granulometría elegida proporcionaría una buena capacidad de resistencia a la deformación permanente a las mezclas. Antes del cálculo de la porosidad DASR, se eligieron las bandas de agregados que compondrían la DASR. Según el método DASR, esta elección debe hacerse con la ayuda de un diagrama de interacción. Por lo tanto, deben seleccionarse dos tipos de agregados: (i) con una granulometría superior a 1,18 mm y (ii) con una relación porcentual de

material retenido entre tamices consecutivos de 0,43 y 2,33 mm. La porosidad se determinó mediante la ecuación (1):

$$\eta_{DASR} = \frac{VIC_{ag} + VAM}{VTM - V_{ag>DASR}} \quad (1)$$

Donde η_{DASR} coincide con la porosidad DASR (%); VIC_{ag} es el volumen de agregados más pequeños que DASR; VAM son los vacíos del agregado mineral; VTM es el volumen total de la mezcla; $V_{ag>DASR}$ es el volumen de agregados mayor que el DASR.

2.3.2 Definición del Contenido Óptimo de Asfalto

Se utilizó la dosificación *Marshall* para determinar el contenido óptimo de asfalto. Probetas cilíndricas fueron moldeadas y compactadas con 75 golpes en cada lado (norma brasileña DNER ME-043/95). Se seleccionaron tres parámetros para determinar el contenido óptimo de asfalto: volumen vacíos, máxima densidad aparente y máxima estabilidad. Se realizaron cuatro dosis (una por cada ligante) en total.

Para la producción de la mezcla asfáltica con el PEN 50-70, los agregados fueron calentados a temperatura de 165°C por 24 horas y mezclados al ligante a 155°C. Para las mezclas con los tres tipos de asfalto caucho, los agregados se calentaron a 175 °C durante 24 horas y se mezclaron a los aglutinantes a 165°C. Estas temperaturas fueron obtenidas por medio del ensayo de Viscosidad rotacional *Brookfield* realizado con los cuatro ligandos asfálticos.

2.3.3 Ensayos Mecánicos

Para evaluar el rendimiento mecánico, las mezclas asfálticas se sometieron a los ensayos de resistencia a la tracción indirecta (RT), módulo de resiliencia (MR), daño por humedad inducida y *flow number* (FN). Los ensayos se realizaron con cuerpos de prueba producidos por los compactadores *Marshall* y *Superpave*. Cada ensayo se realizó tres veces para analizar la precisión de los resultados. La tabla 1 muestra las normas que se han seguido para realizar los ensayos.

Tabla 1. Normas para los ensayos mecánicos.

Ensayos	Normas
Resistencia a la Tracción Indirecta	DNIT ME 136/2010
Módulo de Resiliencia	DNIT 135/2018-ME
Daño por humedad inducida	AASHTO T 283/2002
<i>Flow Number</i>	NBR 16505/2016

3. RESULTADOS Y DISCUSIONES

3.1 Propiedades físicas

La tabla 2 muestra los resultados de las propiedades físicas de los agregados. Los criterios de aceptación se basan en la norma DNIT ES 031/2006 para pavimentos flexibles.

Tabla 2. Propiedades físicas de los agregados naturales.

Propiedad	Valor del ensayo	Limite
Desgaste en máquina de “Los Angeles” (%)	27,53	Max. 50
Durabilidad del asfalto al sulfato de sodio (%)	1	Max. 12
Absorción (%)		-
Piedra triturada 3/4”	0,51	
Piedra triturada 3/8”	0,79	
Densidad (g/cm ³)		-
Piedra triturada 3/8”	2,67	
Piedra triturada 3/4”	2,63	
Finos de Trituración	2,64	

De acuerdo con la Tabla 2, las propiedades físicas de los agregados graníticos cumplen con los criterios de las normas brasileñas. Por lo tanto, los agregados se pueden utilizar para construir pavimentos flexibles.

La Tabla 3 muestra las propiedades físicas de los ligantes. Para el PEN 50-70, las normas del DNIT se han seguido para cada ensayo, excepto para el ensayo de viscosidad. Para este ensayo se han seguido los criterios establecidos en la norma ASTM D4402. Para los ligantes asfalto caucho se han seguido las especificaciones de la norma DNIT ES 111/2009.

Tabla 3. Propiedades físicas de los ligantes asfálticos.

Ensayos	Ligantes Asfálticos				Norma - Asfalto Convencional	Norma Asfalto Caucho
	PEN 50-70	AC10	AC15	AC08		
Penetración (10 ⁻¹ mm)	69	44	36	45	50 – 70	30-70
Punto de ablandamiento (°C)	51	62	64	62	Min. 46	Min. 55
Viscosidad <i>Brookfield</i> 135GC-SP21 (cP)	395	2.106	3.667	2,085	Min. 274	-
Viscosidad <i>Brookfield</i> 150GC-SP21 (cP)	203	1.132	1.735	1.096	Min. 112	-
Viscosidad <i>Brookfield</i> 177GC-SP21 (cP)	79	578	819	562	57 – 285	-
Recuperación elástica (%)	0	57	39	61	-	Min. 50
Estabilidad al almacenamiento (°C)	0,5	5,0	8,5	5,5	-	Max. 9

De acuerdo con la Tabla 3, los ligandos PEN 50-70, AC08 y AC10 cumplen con las normas brasileñas. Por lo tanto, los ligantes se pueden usar en la producción de mezclas asfálticas en caliente. Lo ligante AC15 no se puede usar porque no cumple los requisitos mínimos para el ensayo de recuperación elástica. Sin embargo, en este estudio se mantuvo el procedimiento de ensayo con AC15 para evaluar el rendimiento mecánico de las mezclas de asfalto producidas con este ligante.

3.2 Composición granulométrica de las mezclas

La figura 1 muestra la composición granulométrica de las mezclas asfálticas. La curva granulométrica consta de: (1) 21% de piedra triturada 3/4", (2) 30% de piedra triturada 3/8" e 49% de finos de trituración. Esta composición se utilizó para las cuatro mezclas asfálticas, y se obtuvo

mediante un proceso de ensayo para que la curva granulométrica se ajustara a los límites de la banda C especificados en la norma DNIT ES 031/2006.

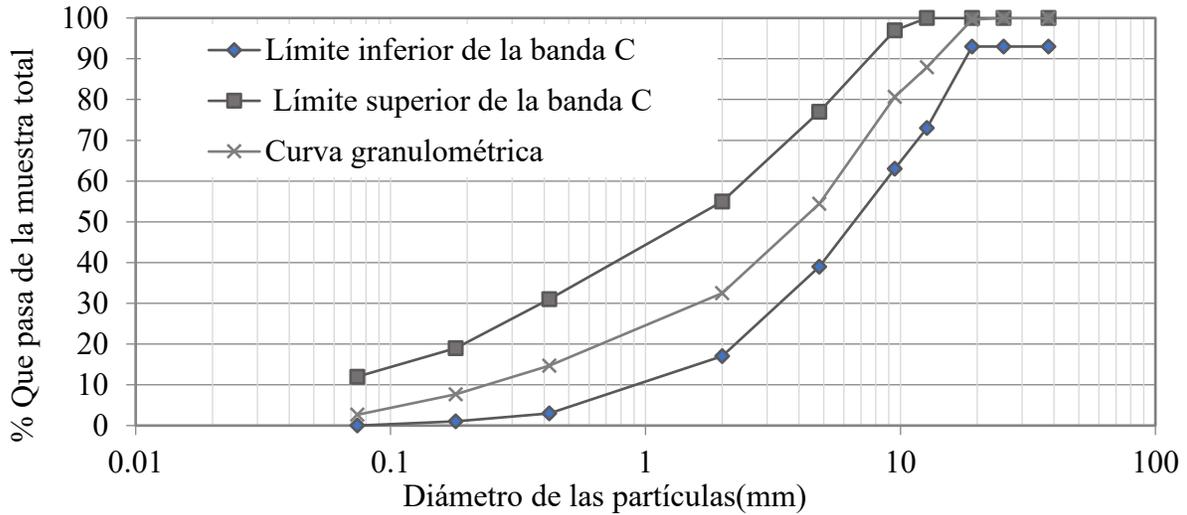


Figura 1. Curva granulométrica de las mezclas.

La composición granulométrica se probó con el método DASR para evaluar si las mezclas asfálticas tendrían una buena resistencia a la deformación permanente. Para la aplicación del método DASR se elaboró el diagrama de interacción, presentado en la Figura 2. Este diagrama permitió definir qué intervalos de agregado grueso compondrían la DASR.

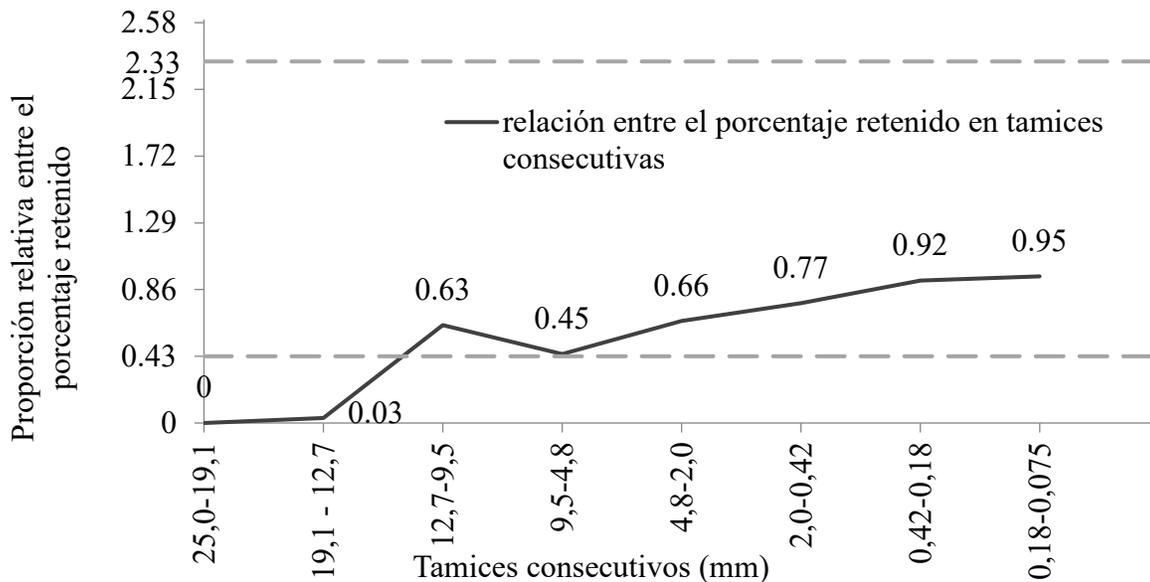


Figura 2. Diagrama de interacción entre agregados

Según la figura 2, las bandas de 12,7-9,5, 9,5-4,8 y 4,8-2,0 mm tienen agregados con un tamaño de partícula superior a 1,18 mm. Además, la relación entre el porcentaje de material retenido entre tamices consecutivos varía de 0,43 a 2,33. La banda 9,5-4,8 mm tenía una relación entre el porcentaje retenido entre tamices consecutivos muy cercana al valor mínimo estimado para una buena interacción entre los agregados. Por lo tanto, esta banda no se ha considerado en la selección de DASR. Para la elección entre las bandas 12.7-9.5 y 4.8-2.0 mm se calculó la porosidad DASR que cada una proporcionaría, por medio de la Ecuación (1).

Para calcular el VAM en la ecuación (1), se han asumido los valores de volumen de vacíos (V_v) y relación betún vacíos (RBV) sobre la base de los límites exigidos para estos parámetros en la norma DNIT ES 031/2006. De acuerdo con esta norma, las mezclas asfálticas utilizadas en capas de rodadura deben tener un V_v entre 3 y 5% y un RBV entre 75 y 82%. En este trabajo, los valores medios de estos límites (V_v del 4% y RBV del 79%) fueron utilizados para calcular el VAM. Por tanto, se obtuvo un valor aproximado de VAM del 19 %.

Para η_{DASR} , se obtuvieron los siguientes resultados: 53% para la banda de 12,7-9,5 mm y 39% para la banda de 4,8-2,0 mm. Por lo tanto, solo la banda de 4,8-2,0 mm tenía una η_{DASR} inferior al 50%, que se considera la porosidad mínima para que las mezclas que presentan una buena resistencia a la deformación permanente. Por lo tanto, este intervalo se utilizó para componer el DASR. Como la curva granulométrica obtenida por el método del DNIT presentó un valor de η_{DASR} inferior al 50%, la composición de los agregados no necesitó ser ajustada.

3.3 Dosificación Marshall

La Tabla 4 presenta los resultados obtenidos con la dosificación *Marshall* para los cuatro tipos de ligantes.

Tabla 4. Parámetros obtenidos con la dosificación *Marshall*.

Propiedades	Ligantes Asfálticos				Norma Asfalto Convencional	Norma Asfalto Caucho
	PEN 50-70	AC10	AC15	AC08	DNIT ES 031/2006	DNIT ES 112/2009
El contenido óptimo del asfalto (%)	5,2	6,8	7,0	6,2	-	-
Estabilidad <i>Marshall</i> (kgf)	1.163	1.374	806	1.351	> 500	> 800
Densidad Específica Aparente (g/cm^3)	2,31	2,27	2,21	2,26	-	-
V_v (%)	3,86	4,99	4,87	4,92	3-5	3-5
VAM (%)	17	20	23	20	Min.16	Min.13
RBV (%)	77	74	78	75	75-82	65-78

La Tabla 4 muestra que la mayoría de las mezclas con asfalto caucho tienen mayor estabilidad *Marshall* que el ligante convencional. Según Setyawan *et al.* (2017), el caucho proporciona una mejor interconexión y conexión entre los agregados y el ligante asfáltico, lo que aumenta la estabilidad de las mezclas. Por lo tanto, se esperaba que las mezclas asfalto caucho presentaran mejores resultados. Para la mezcla con el ligante AC15, también se esperaba que las mezclas con este ligante no presentaran un rendimiento mecánico tan bueno como las demás mezclas con asfalto caucho, ya que no cumplía todos los criterios físicos. La menor estabilidad y densidad *Marshall* de la mezcla AC15 están relacionadas con el mayor contenido de caucho y la menor homogeneidad de este ligante. Estos factores llevaron a una expansión volumétrica de los cuerpos de prueba. Consecuentemente, promovieron la reducción de la densidad y estabilidad de esa mezcla.

A pesar de la reducción de la estabilidad con el ligante AC15, se observa en la Tabla 4, que todas las mezclas atendieron a los criterios de las normas brasileñas en relación a la dosificación *Marshall*. Después de la determinación de los parámetros volumétricos se realizó el cálculo de la porosidad DASR para cada mezcla. Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 5.

Tabla 5. η_{FAD} después de la dosificación *Marshall*.

Ligante Asfáltico	VAM (%)	η_{FAD} (%)	Criterio
PEN 50-70	17	36	<50%
AC10	20	40	
AC15	23	44	
AC08	20	40	

La Tabla 5 muestra que las mezclas con los ligantes AC10 y AC08 presentaron η_{DASR} próxima al valor estimado del 39% (antes de la dosificación). Las otras mezclas presentaron una mayor variación en relación a η_{DASR} estimada. Esto se debió a la mayor variabilidad entre los valores de VAM obtenidos después de la dosificación y el VAM estimado del 19%. A pesar de las diferencias, las estimaciones fueron aceptables con relación al método DASR, pues todas las mezclas presentaron valor de η_{DASR} inferior al 50%.

3.4 Ensayos Mecánicos

3.4.1 Resistencia a la Tracción Indirecta (RT)

La figura 3 muestra los resultados del ensayo de resistencia a la tracción indirecta para los métodos *Marshall* y *Superpave*.

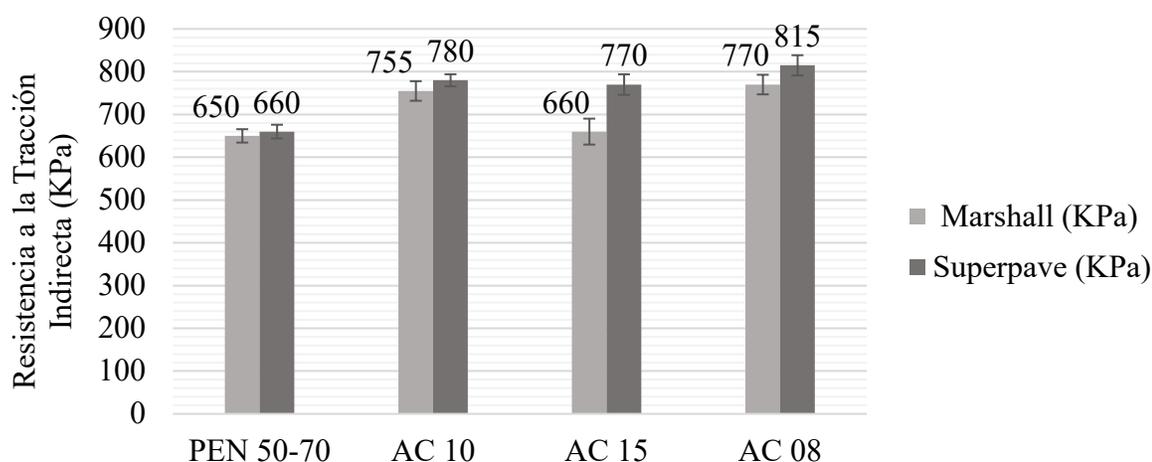


Figura 3. Resultados del ensayo de RT para cada mezcla.

De acuerdo con la Figura 3, las mezclas presentaron mayor RT cuando compactadas por el método *Superpave*. Este resultado era esperado, ya que el método *Superpave* simula mejor las condiciones de campo y tiene menor riesgo de alterar la granulometría de los agregados.

La mezcla con el ligante PEN 50-70 cumple con una resistencia a la tracción mínima de 650 kPa (conforme a la norma DNIT ES 031/2006), tanto para el método *Marshall* como para el *Superpave*. Para las mezclas asfalto caucho, la norma DNIT ES 112/2009 requiere una resistencia a la tracción mínima de 750 kPa. Este límite fue cumplido por todas las mezclas, excepto por la mezcla AC15 compactada por el método *Marshall*.

En el caso de la mezcla AC15, los resultados del ensayo de resistencia a la tracción indirecta y la estabilidad *Marshall* pueden haber estado influidos por el mayor contenido de caucho. El resultado del ensayo de estabilidad al almacenamiento, con un valor cercano al límite máximo permitido por la norma, demuestra que el mayor contenido de caucho conduce a una menor adherencia entre el caucho y el ligante asfáltico, lo que reduce la cohesión y la homogeneidad de la mezcla (Navarro *et al.*, 2004; Navarro *et al.*, 2005; Shen *et al.*, 2009; Dantas Neto *et al.*, 2006; Navarro and Gámez,

2012), y consecuentemente, resulta en valores más bajos de RT y estabilidad (Navarro and Gámez, 2012).

3.4.2 Módulo de resiliencia (MR)

La figura 4 muestra los resultados del ensayo del módulo de resiliencia para los métodos *Marshall* y *Superpave*.

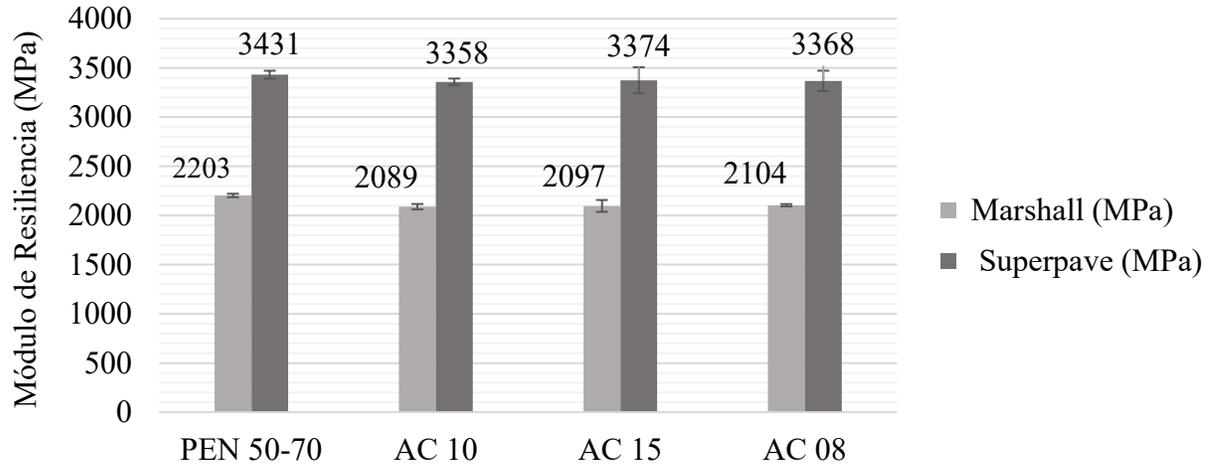


Figura 4. Resultados del ensayo de MR para cada mezcla.

La Figura 4 muestra que las mezclas asfalto caucho presentan menores valores de MR cuando se consideran los dos métodos. La reducción del MR está relacionada con la mayor elasticidad de las mezclas asfalto caucho. A bajas temperaturas, estas mezclas generalmente presentan una disminución en el módulo de resiliencia respecto a las mezclas convencionales. Por otro lado, a medida que aumenta la temperatura, el valor del módulo tiende a aumentar. Esto resulta en mezclas menos quebradizas y más flexibles a bajas temperaturas, y con mayor rigidez que las mezclas convencionales a temperaturas más elevadas (Palit *et al.*, 2004). Por lo tanto, la reducción del módulo de resiliencia en las mezclas con asfalto caucho no significa que estas mezclas tengan un rendimiento mecánico inferior al de la mezcla con PEN 50-70.

3.4.3 Daño por humedad inducida

La figura 5 muestra los resultados obtenidos para el ensayo de daño por humedad inducida.

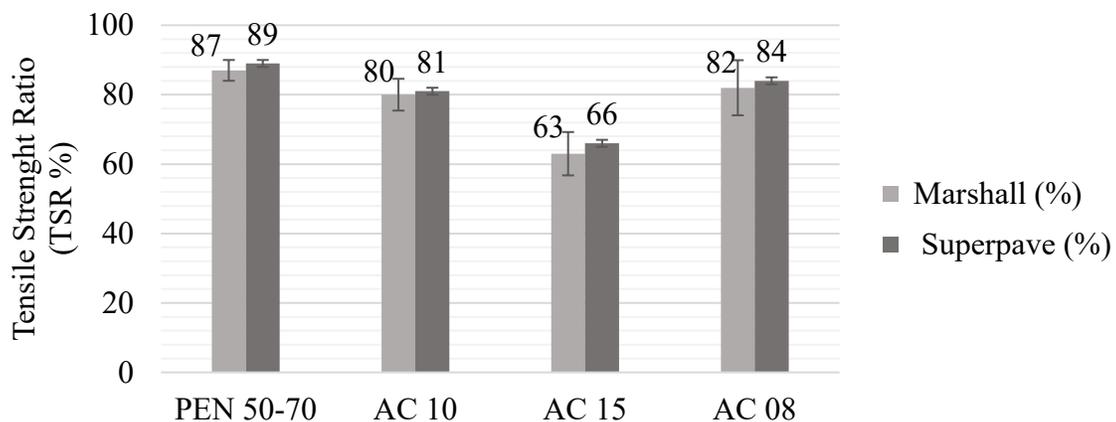


Figura 5. Resultados del ensayo de daño por humedad inducida para cada mezcla.

La Figura 5 muestra que todas las mezclas, con excepción de la mezcla AC15, cumplieron el requisito mínimo de TSR del 80%, según lo especificado en la AASHTO T 283/2002. Menores valores de TSR fueron obtenidos para las mezclas con el ligante asfalto caucho. El *California Department of Transportation* señaló que las mezclas densas con el ligante asfalto caucho son más susceptibles a los efectos de la humedad que las mezclas convencionales. Por lo tanto, se recomienda el uso de aditivos mejoradores de adhesividad en estas mezclas (Shatnawi, 2001).

En este estudio se utilizó un aditivo para mejorar la adherencia en todas las mezclas. Las mezclas AC10 y AC08 mostraron buena resistencia al daño por humedad, aunque los resultados fueron inferiores a los de la mezcla PEN 50-70. En relación con la mezcla AC15, el uso del aditivo no fue suficiente para que la mezcla alcanzara el límite mínimo del 80% recomendado por la norma. Esto indica que esta mezcla es más susceptible al daño por humedad.

3.4.4 Flow Number (FN)

La figura 6 muestra los resultados del ensayo de FN para las mezclas utilizando el método *Superpave*.

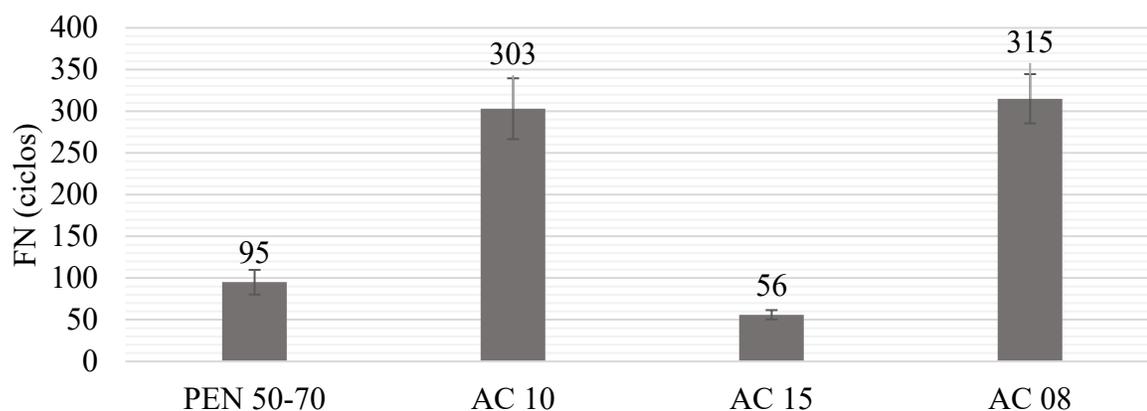


Figura 6. Resultados del ensayo de FN.

De acuerdo con la Figura 6, las mezclas con los ligantes AC10 y AC08 presentan mejores resultados en relación a la mezcla con el ligante convencional. Esto indica que estas mezclas tienen una mayor resistencia a la deformación permanente. Los valores más bajos de la mezcla AC15 se esperaban debido a los resultados de ensayos anteriores, que demostraron que el mayor contenido de caucho y la menor homogeneidad afectaron negativamente al rendimiento mecánico de la dicha mezcla.

4. ANÁLISIS ESTADÍSTICO

El análisis de varianza (ANOVA) es un método estadístico que permite comparaciones entre medias de diferentes poblaciones. Por lo tanto, este método se utilizó en este estudio para comparar el rendimiento de las diferentes mezclas en cada ensayo. Para el ANOVA, el tipo de mezcla (el tipo de ligante en el caso de los ensayos físicos) fue la variable explicativa. Cuatro niveles (tratamientos) fueron considerados: PEN 50-70, AC08, AC10 y AC15. Además, se asumió un nivel de significancia del 5% para probar dos hipótesis:

H_0 : los valores de las medias de los tratamientos son iguales;

H_1 : al menos una de las medias de los tratamientos es distinta de las demás.

La hipótesis nula es rechazada si el p-valor es menor o igual al nivel de significancia. Después de probar las hipótesis, se aplicó la prueba de Tukey para determinar si los pares de tratamientos eran

significativamente diferentes o no. Los resultados de la prueba de Tukey se presentan en las tablas 6, 7 y 8, para los ensayos físicos, mecánicos con método *Marshall* y mecánicos con método *Superpave*, respectivamente.

Tabla 6 Resultados de la prueba de Tukey para los ensayos físicos.

Tratamiento		p-valor – comparando pares de medias (ij)				
(i)	(j)	Penetración	Punto de ablandamiento	Viscosidad <i>Brookfield</i>	Recuperación elástica	Estabilidad al almacenamiento
PEN 50-70	AC08	0,00000	0,00033	0,00000	0,00000	0,00171
	AC10	0,00000	0,00033	0,00000	0,00000	0,00336
	AC15	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00006
AC08	AC10	0,91770	1,00000	0,28040	0,39200	0,93380
	AC15	0,00010	0,55530	0,00000	0,00000	0,03246
AC10	AC15	0,00018	0,55530	0,00000	0,00030	0,01464

*La diferencia entre las medias es significativa en el nivel 0,05.

Tabla 7. Resultados de la prueba de Tukey para los ensayos mecánicos con el método *Marshall*

Tratamiento		p-valor – comparando pares de medias (ij)		
(i)	(j)	RT	MR	Daño por humedad inducida
PEN 50-70	AC08	0,00114	0,03360	0,71820
	AC10	0,00272	0,01633	0,48400
	AC15	0,95610	0,02392	0,00401
AC08	AC10	0,86120	0,94980	0,97230
	AC15	0,00198	0,99430	0,01556
AC10	AC15	0,00495	0,99160	0,02776

*La diferencia entre las medias es significativa en el nivel 0,05.

Tabla 8. Resultados de la prueba de Tukey para los ensayos mecánicos con el Método *Superpave*.

Tratamiento		p-valor – comparando pares de medias (ij)			
(i)	(j)	RT	MR	Daño por humedad inducida	FN
PEN 50-70	AC08	0,00006	0,81640	0,42600	0,00002
	AC10	0,00036	0,74480	0,12140	0,00003
	AC15	0,00066	0,85530	0,00035	0,28970
AC08	AC10	0,21800	0,99900	0,77230	0,93140
	AC15	0,09347	0,99980	0,00184	0,00000
AC10	AC15	0,92500	0,99580	0,00539	0,00000

* La diferencia entre las medias es significativa en el nivel 0,05.

Las Tablas 6, 7 y 8 muestran que la hipótesis nula fue rechazada para todos los ensayos, excepto el módulo de resiliencia por el método *Superpave* (o sea, hubo diferencias significativas entre las medias de los tratamientos). Además, los ligantes AC08 y AC10, así como las mezclas con estos ligantes, no presentaban valores medios significativamente diferentes (es decir, p-valor superior a 0,05). Esto indica que no hay diferencias estadísticamente significativas entre las propiedades físicas y mecánicas de los dos ligantes.

La Tabla 6 muestra que hubo diferencias significativas entre el ligante convencional (PEN 50-70) y los ligantes asfalto caucho en todos los ensayos. Esto indica que los ligantes asfalto caucho tienen propiedades físicas diferentes con respecto al PEN 50-70, lo que indica que el caucho cambia las propiedades físicas de las mezclas. No se esperaba ninguna diferencia significativa en el rendimiento de los ligantes AC08, AC10 y AC15, ya que el ligante AC15 no cumplía los requisitos mínimos de los ensayos físicos.

Para los ensayos mecánicos con el método *Marshall*, los resultados de la Tabla 7 indican que no hubo diferencias significativas en las capacidades de resistencia a la tracción de las mezclas con los ligantes PEN 50-70 y AC15. Del mismo modo, no se encontraron diferencias entre los resultados del ensayo de daño por humedad inducida de las mezclas con PEN 50-70, AC08 y AC10. Por lo tanto, se puede decir que la reducción de la TSR en las mezclas con AC08 y AC10 no afectó la resistencia a la humedad de esas mezclas. Se observó el efecto contrario en el ensayo del módulo de resiliencia. En este ensayo, la reducción del MR de las mezclas asfalto caucho en relación con la mezcla PEN 50-70 puede considerarse significativa.

La Tabla 8 indica que los resultados obtenidos con el método *Superpave* no presentan diferencias significativas en el ensayo de MR. Como este método simula las condiciones de campo de forma más eficiente que el método *Marshall*, se cree que las mezclas con asfalto caucho no presentan grandes variaciones de MR en relación a la mezcla PEN 50-70. En los ensayos de RT y FN se constató que existían diferencias significativas entre las mezclas PEN 50-70, AC08 y AC10. Así, se puede decir que el aumento de RT y FN observado en las mezclas AC08 y AC10, fue de hecho relevante en relación a los valores presentados por la mezcla PEN 50-70. En cuanto al ensayo de daño por humedad inducida, solo se observaron diferencias significativas con la mezcla AC15. Esto era de esperar, ya que esta mezcla mostró una mayor reducción en el ensayo de daño por humedad inducida.

5. CONCLUSIONES

El objetivo principal de este estudio fue evaluar el rendimiento mecánico de las mezclas de asfalto caucho mediante ensayos de laboratorio utilizados para la construcción de pavimentos flexibles. En ese sentido, después del análisis estadístico realizado, se puede afirmar que las mezclas asfalto caucho presentaron mejor desempeño en relación a la mezcla PEN 50-70, lo que hace su uso viable. Una mayor recuperación elástica, una menor susceptibilidad térmica, una mayor resistencia a la tracción y la ocurrencia de deformaciones permanentes pueden ser citadas como ventajas de las mezclas AC08 y AC10 en relación a la mezcla PEN 50-70.

El ligante AC15 no se puede utilizar en mezclas asfálticas porque no cumple con los requisitos de recuperación elástica. Sin embargo, en algunos ensayos, tuvo un rendimiento similar al asfalto convencional (PEN 50-70), y en el caso del ensayo de MR similar también a los demás asfaltos caucho. Por lo tanto, se cree que el desempeño de esa mezcla podría haber sido satisfactorio en todos los ensayos, si se hubiera añadido algún agente compatibilizante al ligante AC15, que aumentara su homogeneidad.

En todos los ensayos, las mezclas AC10 y AC08 no mostraron diferencias significativas. Esto significa que en este estudio no se encontraron diferencias significativas en el rendimiento mecánico de estas mezclas. Sin embargo, el AC08 ya se produce a gran escala, lo que lo hace más atractivo que el ligante AC10, producido en laboratorio para este estudio. Por lo tanto, el uso del ligante AC08 sería más adecuado para la construcción de carreteras.

Para la selección granulométrica, el método DASR estima un buen rendimiento mecánico para valores de porosidad inferiores al 50%, pero esta estimación no fue válida para la mezcla AC15. Sin embargo, el rendimiento inferior de esta mezcla es probablemente debido a la menor calidad del ligante AC15 (que en comparación con la elección granulométrica). Por lo tanto, en esta

investigación no puede considerarse insatisfactoria la utilización del método DASR para la predicción del rendimiento mecánico de las mezclas. En cuanto al método de compactación, se confirmó la tendencia de estudios anteriores (Jitsangiam *et al.*, 2013; Swami *et al.*, 2004; Asi, 2007): los resultados del método *Superpave* fueron mejores que los resultados del método *Marshall* en todos los ensayos. Por lo tanto, el método *Superpave* debe preferirse para la compactación de mezclas asfálticas.

6. AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a la *Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior* (CAPES) y al *Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico* (CNPq) por el apoyo financiero, a la empresa Greca Asfaltos, por la donación del asfalto caucho, y a la empresa DAFONTE Pneus, por la donación del caucho triturado de neumáticos. Agradecemos también a los técnicos de laboratorio y colegas que ayudaron en el desarrollo de la investigación.

7. REFERENCIAS

- American Association of State Highway and Transportation Officials. (2002). *AASHTO T 283 Resistance of compacted asphalt mixtures to moisture induced damage*. Washington, D.C.
- Asi, I. M. (2007), *Performance evaluation of Superpave and Marshall asphalt mix designs to suite Jordan climatic and traffic conditions*. *Construction and Building Materials*. 21:1732–1740. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2006.05.036>.
- Assis, S. R. H., Queiroz, B. O., Araújo, C. C., Nunes, K. K. F., Melo, R. A., Lucena L. C. F. L. (2017), *Evaluation of limestone crushed dust aggregates in hot mix asphalt*. *Construction and Building Materials*. 148: 659-665. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.05.107>.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2016). *NBR 16505: Misturas asfálticas-Resistência à deformação permanente utilizando o ensaio uniaxial de carga repetida*. Rio de Janeiro.
- ASTM International. (2012). *ASTM 4402/D4402M Standard test method for viscosity determination of asphalt at elevated temperatures using a rotation al viscometer*.
- ASTM International. (2019). *ASTM D6114/D6114M-19 Standard Specification for Asphalt-Rubber Binder*.
- Bueno, M., Luong, J., Terán, F., Viñuela, U., Paje, S.E. (2014), *Macrotecture influence on vibrational mechanisms of the tyre-road noise of an asphalt rubber pavement*. *International Journal of Pavement Engineering*. 15:606-613. <http://dx.doi.org/10.1080/10298436.2013.790547>.
- Chiu C., Lu, L. (2007), *A laboratory study on stone matrix asphalt using ground tire rubber*. *Construction and Building Materials*. 21:1027–1033. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2006.02.005.
- Dantas Neto, S. A., Farias, M. M, Pais, J. C., Pereira, P. A. A., Sousa, J. B. (2006), *Influence of crumb rubber and digestion time on the asphalt rubber binders*. *Road Materials and Pavement Design*. 7:131–148. <https://doi.org/10.1080/14680629.2006.9690030>.
- Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. (2009). *DNIT 112:2009-EM: Pavimentos flexíveis – Concreto asfáltico com asfalto borracha, via úmida, do tipo “Terminal Blending” - Especificação de serviço*. Rio de Janeiro.
- Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. (2009). *DNIT 111:2009-EM: Pavimentação flexível-Cimento asfáltico modificado por borracha de pneus inservíveis pelo processo via úmida, do tipo “Terminal Blending” – Especificação de material*. Rio de Janeiro.
- Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. (2006), *DNIT 031/2006 – ME– Método de ensaio. Pavimentos flexíveis - concreto asfáltico - especificação de serviço*. Rio de Janeiro.
- Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. (1995). *DNER 043/1995–ME: Misturas Betuminosas a Quente. Ensaio Marshall – Método de Ensaio*. Rio de Janeiro.

- Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. (2010). *DNIT 136/2010–ME: Método de Ensaio. Pavimentos flexíveis- Misturas asfálticas–Determinação da resistência à tração por compressão diametral*. Rio de Janeiro.
- Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. (2018). *DNIT135/2018–ME: Pavimentação asfáltica – Misturas Asfálticas – Determinação do Módulo de Resiliência – Método de Ensaio*. Rio de Janeiro.
- Ding, X., Ma, T., Zhang, W., Zhang, D. (2017), *Experimental study of stable crumb rubber asphalt and asphalt mixture*. Construction and Building Materials. 157:975–981. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.09.164>.
- Greene, J., Chun, S., Choubane, B. (2014), *Enhanced Gradation Guidelines to Improve Asphalt Mixture Performance*. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board. 2456: 3–10. <https://doi.org/10.3141/2456-01>.
- Jitsangiam, P., Chindaprasirt, P., Nikraz, H. (2013), *An evaluation of the suitability of Superpave and Marshall asphalt mix designs as they relate to Thailand’s climatic conditions*. Construction and Building Materials. 40:961–970. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.11.011>.
- Kim, S., Roque, R., Birgisson, B., Guarin, A. (2009), *Porosity of the Dominant Aggregate Size Range to Evaluate Coarse Aggregate Structure of Asphalt Mixtures*. Journal of Materials in Civil Engineering. 21: 32–39. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0899-1561\(2009\)21:1\(32\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0899-1561(2009)21:1(32))
- Lee, S., Akisetv, C.K., Amirkhanian, S. N. (2008), *Recycling of laboratory-prepared long-term aged binders containing crumb rubber modifier*. Construction and Building Materials. 22:1906–1913. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2007.07.012>.
- Lo Presti, D. (2013), *Recycled Tyre Rubber Modified Bitumens for road asphalt mixtures: A literature review*. Construction and Building Materials. 49 863-881. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.09.007>.
- Navarro, F.J., Partal, P., Martínez-Boza F., Gallegos C. (2004), *Thermo-rheological behaviour and storage stability of ground tire rubber-modified bitumens*. Fuel. 83:2041–2049. <https://doi.org/10.1016/j.fuel.2004.04.003>.
- Navarro, F.J., Partal, P., Martínez-Boza F., Gallegos C. (2005), *Influence of crumb rubber concentration on the rheological behavior of a crumb rubber modified bitumen*. Energy & Fuels. 19:1984-1990. <https://doi.org/10.1021/ef049699a>
- Navarro, F. M., Gámez, M. C. R. (2012). *Influence of Crumb Rubber on the Indirect Tensile Strength and Stiffness Modulus of Hot Bituminous Mixes*. Journal of materials in civil engineering. 24(6):715–724. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0000436](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000436).
- Palit, S. K., Reddy, K. S., Pandey, B. B. (2004), *Laboratory Evaluation of Crumb Rubber Modified Asphalt Mixes*. Journal of Materials in Civil Engineering, 16(1): 45–53. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0899-1561\(2004\)16:1\(45\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0899-1561(2004)16:1(45)).
- Picado-Santos, L.G., Capitão, S. D., Neves, J. M.C. (2020), *Crumb rubber asphalt mixtures: A literature review*. Construction and Building Materials. 247:118577. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.118577>.
- Setyawan, A., Febrianto, N., Sarwono, D. (2017), *Design and Properties of Thin Surfacing Hot Mix Asphalt Containing Crumb Rubber as Partial Aggregate Replacement*. IOP Conf. Series: Earth and Environmental Science 75: 1-6. <https://doi.org/10.1088/1755-1315/75/1/012016>.
- Shatnawi, S. (2001), *Performance of Asphalt Rubber Mixes in California*. International Journal of Pavement Engineering. 2(1): 1-16. <http://dx.doi.org/10.1080/10298430108901713>.
- Shen, J., Amirkhanian, S., Xiao, F., Tang, B. (2009), *Influence of surface area and size of crumb rubber on high temperature properties of crumb rubber modified binders*. Construction and Building Materials. 23: 304–310. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2007.12.005>.
- Sol-Sánchez, M., Jiménez del Barco Carrión, A., Hidalgo-Arroyo, A., Moreno-Navarro, F., Saiz, L., Rubio-Gámez, M. del C. (2020), *Viability of producing sustainable asphalt mixtures with crumb*

- rubber bitumen at reduced temperatures*. Construction and Building Materials. 265:120154. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.120154>.
- Swami, B.L.; Mehta, Y.A.; Bose, S. (2004), *A Comparison of the Marshall and Superpave Design Procedure for Materials Sourced in India*. International Journal of Pavement Engineering. 5(3):163-173. <http://dx.doi.org/10.1080/10298430412331309115>.
- Thives, L. P. (2009), “*Optimizing the performance of bituminous mixtures with rubber modified bitumen for pavement rehabilitation*”. Phd Thesis. University of Minho/ Federal University of Santa Catarina, p.581.
- Xiang, L., Cheng, J., Que, G. (2009), *Microstructure and performance of crumb rubber modified asphalt*. Construction and Building Materials. 23:3586–3590, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2009.06.038>.
- Yetkin, Y. (2007), *Polymer modified asphalt binders*. Construction and Building Materials. 21: 66–72. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2005.07.007>.

Comparativa entre sensores galvánicos y potenciales de corrosión para el monitoreo del riesgo por corrosión del acero de refuerzo en estructuras de concreto

J. L. Pérez-Díaz^{1*} , J. A. Cabrera-Madrid¹ , D. Hernández Cruz¹ ,
E. A. Godínez-Domínguez¹ , M. D. Mundo Molina¹

*Autor de Contacto: jose.perez@unach.mx

DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v12i3.620>

Recepción: 24/06/2022 | Aceptación: 29/08/2022 | Publicación: 01/09/2022

RESUMEN

Se evaluó el riesgo por corrosión del acero en concreto, utilizando sensores galvánicos internos de acero al carbono/acero inoxidable y un electrodo externo de Cu/CuSO₄. Los sensores se utilizaron para monitorear los potenciales y corrientes de macrocelda de probetas prismáticas de concreto reforzado con relaciones agua-cemento de 0.4 y 0.6, inmersas en solución de NaCl al 5% durante 18 meses. Los resultados de los potenciales mostraron buena correlación entre los dos electrodos de referencia, pudiendo evaluar la corrosión del sistema. Además, la técnica de ruido electroquímico respalda el efecto por iones cloruro. Por lo tanto, los sensores galvánicos pueden considerarse para su implementación en el monitoreo y evaluación del estado de riesgo por corrosión en estructuras de concreto reforzado.

Palabras clave: acero de refuerzo; concreto reforzado; potencial de corrosión; macrocelda; sensor galvánico.

Citar como: Pérez, J. L., Cabrera, J. A., Hernández, D., Godínez, E. A., Mundo, M. D. (2022), “Comparativa entre sensores galvánicos y potenciales de corrosión para el monitoreo del riesgo por corrosión del acero de refuerzo en estructuras de concreto”, Revista ALCONPAT, 12 (3), pp. 378 – 400, DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v12i3.620>

¹ Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Chiapas, Tuxtla Gutiérrez, Chiapas, México.

Contribución de cada autor

En este trabajo el autor J. L. Pérez-Díaz contribuyó con el diseño de la investigación y la realización de ensayos en laboratorio (100%), la redacción del texto (70%), análisis y discusión de los resultados (60%) y revisión (50%). El autor J.A. Cabrera-Madrid contribuyó con la redacción del texto (15%), análisis y discusión de los resultados (15%) y revisión (15%). El autor D. Hernández Cruz contribuyó con la redacción del texto (15%), análisis y discusión de los resultados (15%) y revisión (15%). El autor E. A. Godínez-Domínguez contribuyó con el análisis y discusión de los resultados (10%) y revisión (10%). El autor M. D. Mundo Molina con la revisión 10%.

Licencia Creative Commons

Los derechos de autor (2022) son propiedad de los autores. Este trabajo es un artículo de acceso abierto publicado bajo los términos y condiciones de una licencia internacional Creative Commons Attribution 4.0 International License ([CC BY 4.0](https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/)).

Discusiones y correcciones posteriores a la publicación

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el tercer número del año 2023 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del segundo número del año 2023.

Comparison between galvanic sensors (steel/stainless steel) and half cell potentials (Ecorr) for monitoring the corrosion risk of steel reinforcement in concrete structures

ABSTRACT

The corrosion risk of steel in concrete was assessed using internal galvanic carbon/stainless steel sensors and the external Cu/CuSO₄ electrode. The sensors were used to monitor the macrocell potentials and currents of reinforced concrete prismatic specimens, with water to cement ratios of 0.4 and 0.6, immersed in 5% NaCl solution, for 18 months. The results of the potentials showed a good correlation between the two reference electrodes, being able to evaluate the corrosion of the system. In addition, the electrochemical noise technique supports observations of the effect of chloride ions. Therefore, galvanic sensors can be considered for implementation in the monitoring and evaluation of corrosion risk of reinforced concrete structures.

Keywords: corrosion rate; reinforced concrete; corrosion potential; microcell; galvanic sensor.

Comparação entre sensores galvânicos e potenciais de corrosão para monitoramento do risco de corrosão de armaduras de aço em estruturas de concreto

RESUMO

O risco devido à corrosão do aço em particular foi avaliado, utilizando sensores galvânicos internos de aço carbono/aço inoxidável e o eletrodo externo de Cu/CuSO₄. Os sensores foram utilizados para monitorar os potenciais e correntes de macrocélulas de corpos de prova prismáticos de concreto armado, com relações água-cimento de 0,4 e 0,6, imersos em solução de NaCl a 5% por 18 meses. Os resultados dos potenciais mostraram uma boa correlação entre os dois eletrodos de referência, podendo avaliar a corrosão do sistema. Além disso, a técnica de ruído eletroquímico suporta o efeito dos íons cloreto. Portanto, sensores galvânicos podem ser considerados para implementação no monitoramento e avaliação do status de risco de corrosão em estruturas de concreto armado.

Palavras-chave: aço reforçado; concreto reforçado; potencial de corrosão; macrocélula; sensor galvânico.

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

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

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

La reproducción total o parcial de los contenidos e imágenes de la publicación se realiza en apego al código COPE y a la licencia CC BY 4.0 de la Revista ALCONPAT.

1. INTRODUCCIÓN

La corrosión del acero de refuerzo por la presencia de cloruros en el concreto genera el deterioro de las estructuras expuestas a ambientes salinos, poniendo en riesgo su funcionalidad y seguridad, reduciendo la durabilidad esperada. Esto ocasiona considerables costos de inspección y mantenimiento o en muchos casos el riesgo de la pérdida total de la estructura. Los sensores galvánicos se han empleado desde 1990 como método preventivo contra el ataque de agentes agresivos (Schiessl y Raupach, 1992). Principalmente para una gran variedad de estructuras marinas, donde el desempeño de estos sensores (par galvánico) podrían detectar el momento en que se despasiva el acero de refuerzo y se activa la corrosión por la presencia de los agentes agresivos. Mediante los sensores de macrocelda de corrosión (Raupach, 1996) se ha monitoreado el riesgo por corrosión del acero de refuerzo, colocados estratégicamente en la zona libre de recubrimiento y zonas de difícil acceso, mejorando la predicción de la vida de servicio o ampliando el alcance del conocimiento existente de la durabilidad (Raupach y Dauberschmidt, 2003), como complemento de otros sistemas de protección. No obstante, aún faltan evaluaciones y resultados con aplicaciones prácticas empleando otros tipos de materiales, bajo condiciones diferentes de estudio, y donde puedan esperarse valores límite relevantes (Raupach y Schießl, 2001; McCarter et al., 2001). La corrosión galvánica es conocida como macrocelda de corrosión, los potenciales y corrientes son medidos de la actividad entre un ánodo que se corroe y un cátodo pasivo, donde se presentará la reducción (Figura 1). La corriente registrada es una medida de la parte de corrosión causada por el proceso de reducción del cátodo, no considerando la propia corrosión del ánodo (McCarter y Vennessland, 2004).

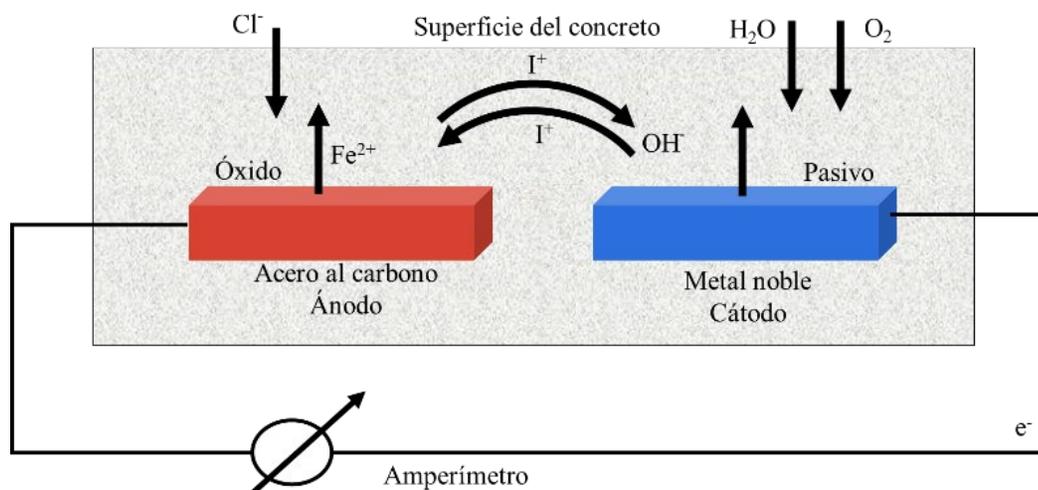


Figura 1. Esquema de Macrocelda de corrosión

Para que se lleve a cabo la corrosión electroquímica del acero en el concreto es necesario que ocurran los procesos de oxidación y reducción, donde las reacciones principales (ecuaciones 1, 2) son las siguientes:



El proceso de corrosión en el ánodo involucra ambas reacciones, pero aquí la corriente anódica es mayor que la corriente catódica. En el cátodo la corriente catódica es mayor que la anódica, con lo cual se conforma la macrocelda de corrosión.

Muchos son los factores que influyen en el funcionamiento de una macrocelda de corrosión en el concreto, como el diseño en la forma geométrica y tamaño de los sensores, la posición y colocación dentro de la zona de recubrimiento, así como la separación entre los ánodos y cátodos pueden ocasionar el aumento o disminución de los valores de la corriente galvánica (Arya y Vassie, 1995). En este estudio se examinaron los factores influyentes en la señal de corriente de macrocelda como: la relación de áreas ánodo/cátodo, las distancias de separación dentro de las probetas y altura con respecto al nivel de inmersión (posición vertical de las probetas). Las variables como la calidad del concreto, espesor de la zona libre de recubrimiento del acero de refuerzo, el monitoreo de potenciales y corrientes de macrocelda de los electrodos del sensor, fueron considerados para determinar el mecanismo de corrosión del sistema (Raupach y Dauberschmidt, 2003). Además, evaluar si la técnica de sensores galvánicos de macrocelda a base de acero inoxidable 304 puede ser utilizada como método alternativo de monitoreo para detectar el riesgo por corrosión dentro del concreto. Se utilizó el acero inoxidable 304 porque representa un material económico para todo propósito, resistente a la corrosión, de excelente resistencia y ductilidad. Así también, embebido en concreto y colocado junto al acero de refuerzo, puede trabajar como sistema de detección interno en la zona libre de recubrimiento. Teniendo las características exigibles de un sensor resistente y fácil de implementación (Llorens et al., 2019), aunque con otra relación de área expuesta ánodo/cátodo (sensor galvánico: acero al carbono/acero inoxidable) y con diferentes condiciones de ensayo (ambiente sumergido). También se evaluó la zona libre de recubrimiento donde se expone la función útil del sensor para monitorear su comportamiento por corrosión ante la presencia de los iones cloruros, los cuales ingresarán en el concreto desde la solución de NaCl al 5% en peso con respecto al agua.

2. PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL

2.1 Materiales para la mezcla de concreto

Se utilizaron dos mezclas de concreto elaboradas de acuerdo con NMX C155 (2014); con cemento Portland ordinario CPO 30R (NMX C414, 2004), grava triturada con tamaño máximo de agregado de 19 mm (3/4”), agregado fino con módulo de finura de 2.71, agua potable, y relación agua/cemento (a/c) de 0.60 y 0.40. Las probetas de concreto fueron curadas bajo agua durante 28 días según (NMX-C-159-ONNCCE-2004). Los datos de las dosificaciones mostradas en la Tabla 1 se obtuvieron mediante el método ACI-211.1 (American Concrete Institute, 2002)

Tabla 1. Dosificación del concreto ((kg/m³ concreto) /proporción)

Mezcla	Cemento	Agua	Grava	Arena	Aditivo
a/c 0.60	324	209	1035	765	Sin Aditivos
a/c 0.40	513	209	1035	606	Sin Aditivos

2.2 Configuración de las probetas prismáticas

Se elaboraron 16 probetas prismáticas con dimensiones de 17 x 20 x 30 cm; como refuerzo se utilizó una armadura de 10 x 15 cm con varillas de acero al carbono de 9.5 mm (3/8”) de diámetro y estribos de 6.35 mm (1/4”) sujetos con alambre de amarre. En cada probeta se colocaron dos sensores junto al acero de refuerzo como es muestra en la Figura 2. Los ánodos fueron colocados en caras opuestas de las probetas: en la cara 1 el ánodo A1 y en la cara 2 el ánodo A2, a una profundidad de 8 cm y 22 cm en el sentido longitudinal, con respecto al nivel de agua (NA) ó solución de NaCl al 5% (NS). Se dejó un recubrimiento libre para el sensor de 3 cm, y el recubrimiento libre para las varillas de refuerzo en las caras expuestas a la penetración de cloruros fue de 3.5 cm. El área de las caras expuestas a los cloruros fue de 20 x 30 cm, mientras que las

caras laterales de las probetas (de 17 x 20 cm y 17 x 30 cm) se recubrieron con un pulido de cemento e impermeabilizante asfáltico base solvente, para restringir la penetración de cloruros (Figura 2). Para identificar las probetas se etiquetaron con las siglas AP143, los cuales corresponden al número de la probeta 1 expuesto en agua potable (AP1), relación agua/cemento de 0.4 (número 4) y acero de refuerzo de 9.5 mm (3/8") (número 3). Las etiquetas con las siglas SM563 hacen referencia al número de la probeta 5 expuesto en salmuera (SM5), relación agua/cemento de 0.6 (número 6) y acero de refuerzo de 9.5 mm (3/8") (número 3).

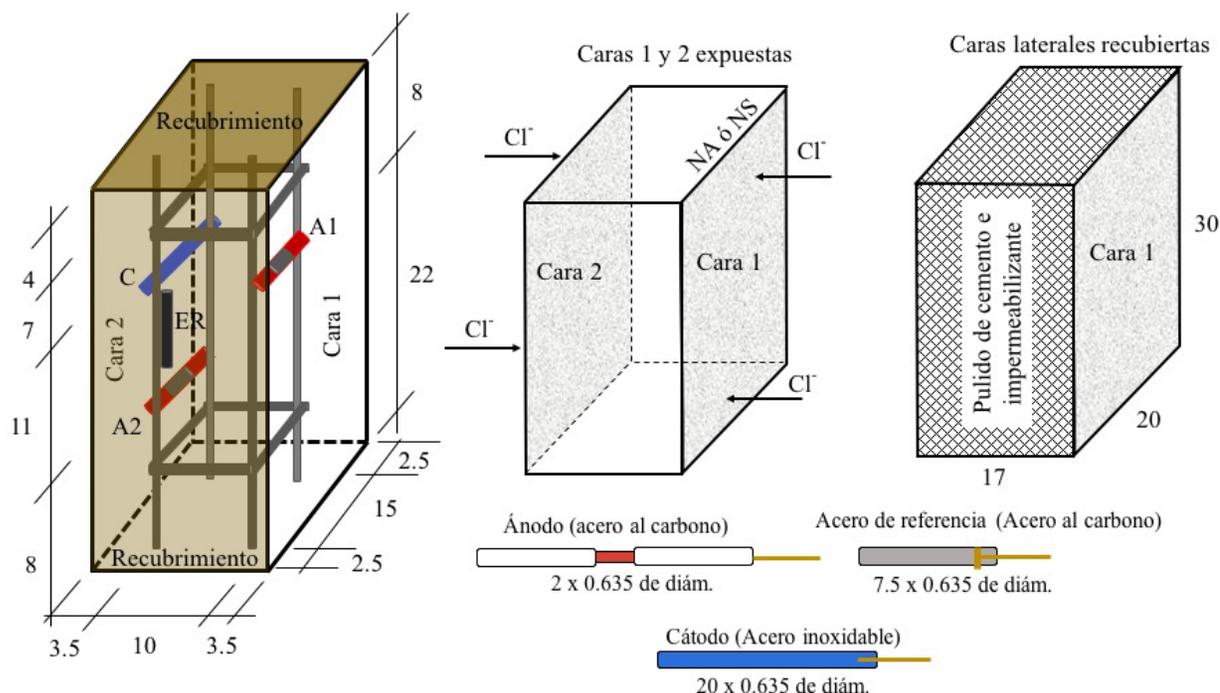


Figura 2. Esquema de las probetas de concreto armado y sensores galvánicos embebidos.

2.3 Sistema de sensores

Los sensores fueron diseñados como celda galvánica, consistiendo en acero al carbono (ánodos “A”) y electrodos de acero inoxidable (cátodos “C”), los cuales se aislaron de la armadura mediante mangueras industriales. El acero de referencia (AR) se dejó en contacto eléctrico con la armadura. Se utilizó alambre de cobre para las conexiones entre los electrodos (Figura 3), dejando extensiones hacia el exterior de la viga para cerrar el circuito eléctrico y obtener las mediciones mediante señales eléctricas. Cabe aclarar que debido al diámetro del alambre de cobre con respecto al de los electrodos, no se consideró un efecto representativo en los valores monitoreados durante el tiempo de ensayo. La sujeción del sensor sobre la armadura se realizó mediante corbatillas de plástico. La relación de áreas entre ánodo/cátodo fue de 1:10, correspondiente a 4 cm² para cada ánodo y de 40 cm² para el cátodo. Se utilizó el área del cátodo mayor que el ánodo con la finalidad de evitar corrientes galvánicas bajas, sobre todo para electrodos de acero inoxidable; ya que, una cantidad de área similar entre el ánodo y el cátodo tendría poca efectividad para detectar el daño por corrosión del acero en el concreto (Zinc-Taek et al., 2005).

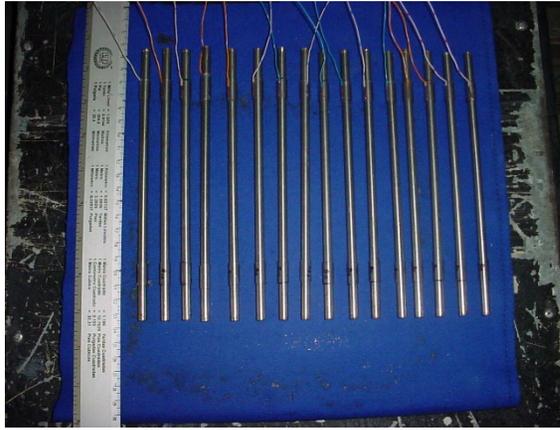


Figura 3. Cátodos de Acero Inoxidable tipo 304 con conexión de alambre de cobre, sujetado con manguera industrial

Se utilizó acero AISI-SAE 1020 (UNS G10200) como ánodo, de la misma composición de la armadura; y acero inoxidable austenítico tipo 304 (UNS S30400) como cátodo (Tabla 2) (AISI-SAE, 1983; Hudok, 1990).

El análisis de la composición química elemental del sensor se realizó con muestras de 3.0 g extraídas del material anódico y catódico. Se realizó una digestión ácida en el microondas (marca CEM modelo MDS-200), aplicando el método Still. Se prepararon 0.5 g de cada muestra con HCl, HNO₃, HF y HBO₃. Para el análisis elemental se utilizaron las técnicas de Espectrometría de Emisión por Plasma (ICP-OES, modelo IRIS-AP), Espectrofotometría de Absorción Atómica (FAA modelo AVANTA SIGMA) y Analizador Elemental (modelo EA-1110) (PROCEDIMIENTO LAQ03, 2005). Los resultados del análisis son mostrados en la Tabla 2.

Tabla 2. Composición química elemental del acero para los sensores y el de referencia

Elementos (%) peso	Cr	Ni	C	Mn	Si	S	P	Fe	Cu	Mo	Co
Acero al carbono 1020	0.041	0.027	0.198	0.429	----	0.021	0.02	bal	0.021	----	0.014
Acero inoxidable 304	17.864	7.719	0.072	2.003	0.484	0.032	0.045	bal	0.356	0.595	0.101

2.4 Exposición y monitoreo con técnicas electroquímicas

Las probetas prismáticas fueron expuestas durante 18 meses en inmersión de dos ambientes: en agua potable (AP) y en solución de NaCl al 5% en peso con respecto al agua (salmuera “SM”). Durante la exposición se supervisó que se mantuviera un mismo nivel del líquido y cambiando la solución cada 3 meses. Igual número de probetas con relación a/c de 0.6 y 0.4 fueron expuestas en AP y SM. El monitoreo del voltaje y corriente de macrocelda en las probetas, fue realizado mediante un multímetro de alta impedancia (FLUKE 87 III) a través de un circuito corto externo. Así también se midieron los potenciales de corrosión empleando un electrodo de referencia externo de Cobre-Sulfato de Cobre (Cu/CuSO₄) o (CSC) (Figura 4).



Figura 4. Monitoreo con multímetro y electrodo de referencia Cu/CuSO₄

Se utilizó la técnica de ruido electroquímico en las probetas inmersas en SM durante 9 meses a partir del mes 10, debido a la activación de las probetas de concretos de mejor calidad o más densos en el mes 7, 8 y 9 expuestos en solución de NaCl al 5% en peso con respecto al agua, con la finalidad de conocer el efecto de los cloruros en los sensores (A1 y A2) y acero de refuerzo; empleando un Potenciostato/Galvanostato SOLARTRON 1285. Esta técnica permite la detección y evaluación del comportamiento de la corrosión general y localizada (Dawson, 1996), a través de las fluctuaciones aleatorias del potencial o de la corriente del material sujeto a corrosión con respecto al tiempo. Los resultados fueron analizados visual y estadísticamente mediante el programa MATLAB. El arreglo del circuito para el monitoreo se muestra en la Figura 5.

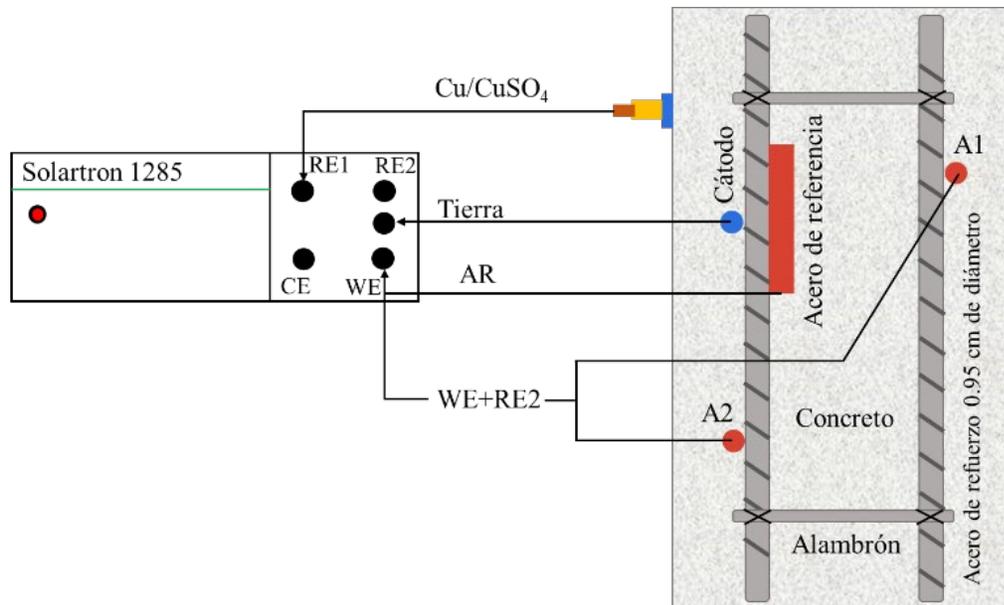


Figura 5. Diagrama para el monitoreo de potencial y corriente con el tiempo

2.4.1 Monitoreo de potenciales y corrientes

Los voltajes y corrientes se monitorearon individualmente para los ánodos A1 y A2, y también para el acero de referencia (AR) con respecto al cátodo (Figura 6a). Así, también se midieron los potenciales de corrosión con respecto al electrodo de referencia de Cu/CuSO₄, utilizando el acero de referencia (AR), los ánodos (A1, A2) y el cátodo (C) como electrodo de trabajo (Figura 6b).

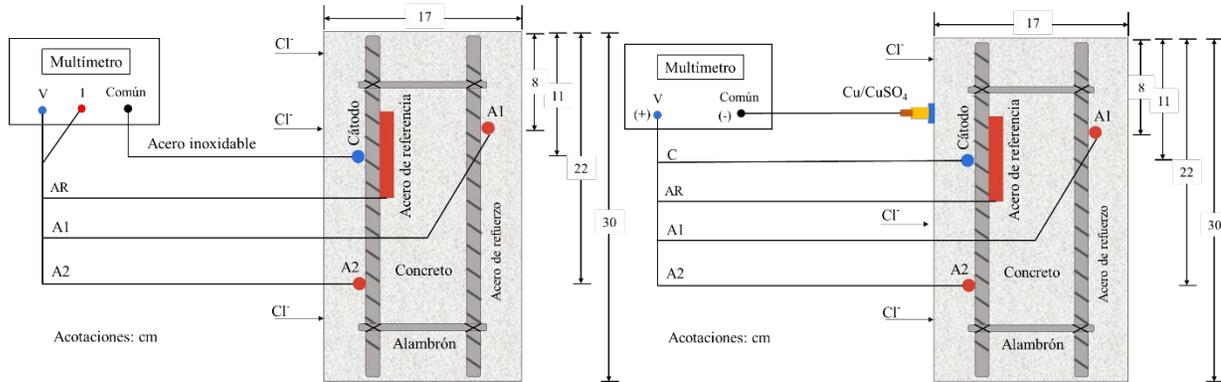


Figura 6a y 6b. Diagramas para el monitoreo de Voltajes y Corrientes de Macrocelda y Potenciales de Corrosión

El análisis de los voltajes de macrocelda con respecto al acero inoxidable y los potenciales de corrosión con respecto al Cu/CuSO₄, se realizó de acuerdo con los valores de referencia de la norma (ASTM C 876-91), estableciendo una equivalencia de referencia de ambos electrodos (acero inoxidable y Cu/CuSO₄) con respecto al electrodo normal de hidrógeno (NHE) (Tabla 3). Sin embargo, el análisis para la corriente de macrocelda se realizó de acuerdo con la información disponible en la literatura, dado que no se disponen de valores estandarizados de los niveles de corriente que indiquen el riesgo de corrosión para un sistema de concreto reforzado y sensores embebidos.

Tabla 3. Potenciales de corrosión vs Cu/CuSO₄ y su equivalencia para acero inoxidable ASTM C 876-91.

Potenciales de corrosión (E _{corr}) (mV)	Voltajes de macrocelda (V _{corr}) (mV)	Riesgo de daño (%)
Más positivos que -200	Más positivos que -95	10% de probabilidad de corrosión
Valores de -200 a -350	Valores de -95 a -166	Incertidumbre
Más negativos que -350	Más negativos que -166	90% de probabilidad de corrosión

2.5 Pruebas de cloruros

El contenido de cloruros libres del concreto fue obtenido de las muestras pulverizadas extraídas de las zonas cercanas a los ánodos y al acero de refuerzo. Empleando 30 g de muestra y siguiendo el procedimiento estándar (ASTM D 1411-99). Se calcularon los porcentajes de iones cloruros libres respecto al peso de concreto y cemento, para el concreto con relación a/c de 0.4 y 0.6.

2.6 Ensaye a compresión simple

La resistencia a la compresión simple se determinó a los 28 días de curado (NMX C159, 2004) de acuerdo con el procedimiento ASTM C39-17 (ASTM International, 2017). Se utilizaron 3 probetas de cilindros de concreto de 15 cm de diámetro por 30 cm de longitud para cada relación a/c. Se utilizó mortero de azufre para la nivelación de las secciones transversales de los cilindros. El ensaye de compresión simple de los cilindros fue realizado con una Prensa Hidráulica Eléctrica Universal con capacidad de 120 Toneladas (Modelo ELVEC), equipada con bomba Modelo CT-715H. La velocidad de aplicación de la carga fue de 5.3 kN/s, registrando la carga máxima hasta el colapso de los cilindros.

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1 Voltajes de macrocelda

Los voltajes de macrocelda de los ánodos A1, A2 y AR inmersos en las probetas con relación a/c 0.40, y expuestas en AP, fueron mayores de -95mV , lo que representa bajo riesgo de corrosión (Figura 7). Para los ánodos A1, A2 y AR de las probetas expuestas en SM, los valores de voltaje fueron más negativos que -166mV a partir del mes 7, representando alta probabilidad de corrosión (Figura 7). Además, el ánodo A1 (ubicado a 8 cm de profundidad) presentó valores de voltajes más negativos que el ánodo A2 (situado a 22 cm de profundidad). Por lo tanto, se observó mayor activación de los ánodos A1 que están más próximos a la superficie de inmersión que los A2. Aunque el acceso de oxígeno es más restringido o bajo en concreto húmedo y sumergido, los valores de corrosión son muy importantes y no se pueden atribuir necesariamente solo al efecto del oxígeno (Alonso et al., 1998). Se observó también un comportamiento inusual en el ánodo SMA2, el cual puede deberse a la heterogeneidad del concreto, siendo esto un caso aislado no observado con los otros electrodos de este trabajo.

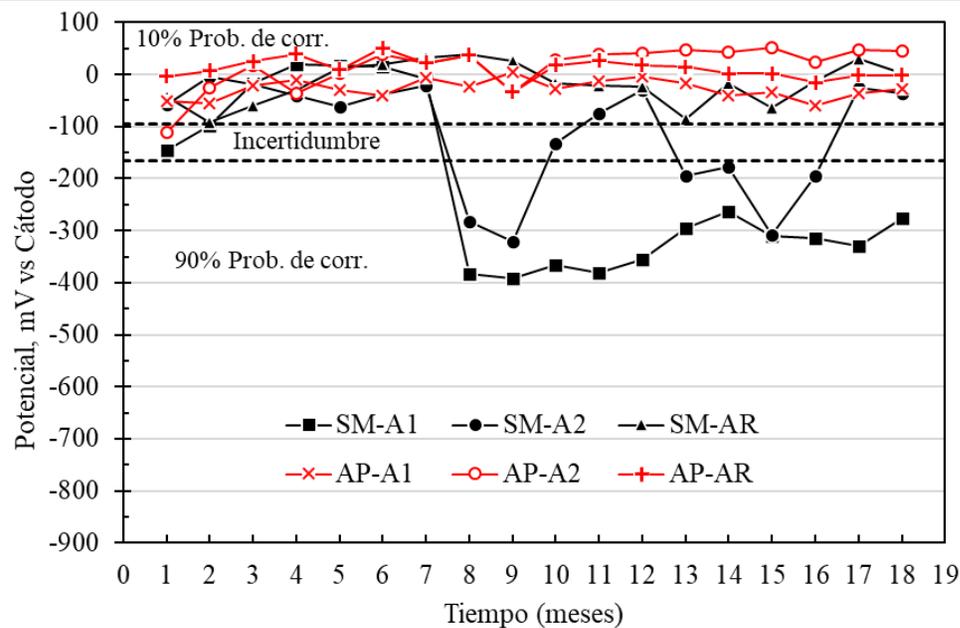


Figura 7. Potencial vs cátodo de probeta con una relación a/c de 0.4 expuestas en agua potable (AP) y solución de NaCl al 5% (SM).

Para las probetas con relación a/c de 0.60 y expuestas en AP, los voltajes de macrocelda de los ánodos A1, A2 y AR se mantuvieron generalmente en la zona de baja probabilidad de corrosión, con valores más positivos que -95mV (Figura 8). Mientras que los ánodos de las probetas inmersas en SM presentaron valores de voltaje más negativos que -166mV , con tendencia hacia los valores con mayor probabilidad de corrosión desde el mes 2 de exposición (Figura 8). Así también, se pudo observar que el ánodo A1 presentó mayor vulnerabilidad a la corrosión que el ánodo A2, siendo un efecto similar que el presentado en las vigas con a/c de 0.4 (Figura 7). Particularmente para el caso del acero de refuerzo (SM-AR), se pudo observar un descenso gradual del potencial o voltaje desde la zona de baja probabilidad de corrosión hacia la zona de alta probabilidad, alcanzando potenciales de -300mV para los meses 17 y 18, mostrando prácticamente una misma tendencia que los ánodos A1 y A2.

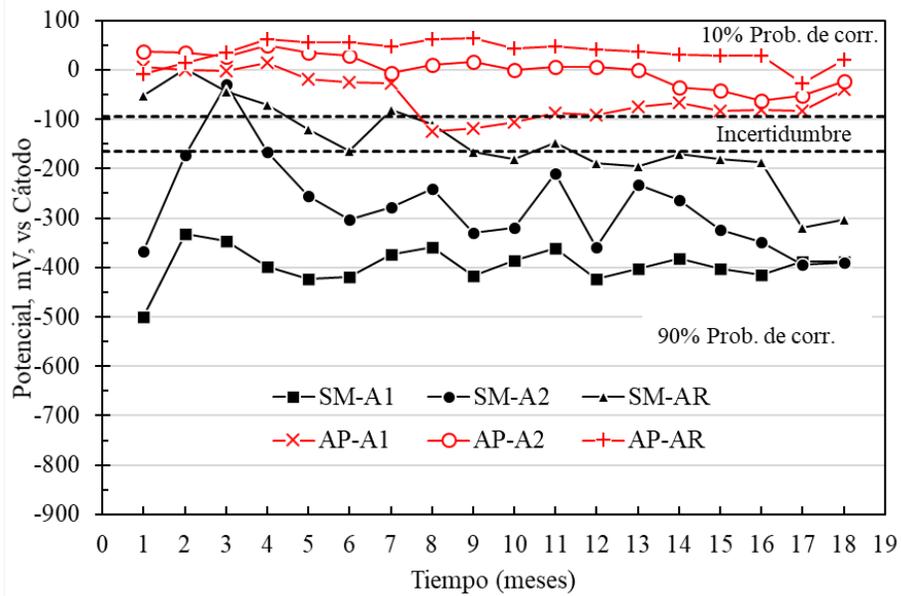


Figura 8. Potencial vs cátodo de vigas con una relación a/c de 0.6 expuestas en agua potable (AP) y solución de NaCl al 5% (SM).

3.2 Potenciales de corrosión vs CSC (Cu/CuSO₄)

Los potenciales de corrosión de los ánodos A1, A2 y AR con respecto al electrodo CSC en las probetas con relación a/c 0.40 y expuestas en AP, fueron más positivos que -200mV (de bajo riesgo de corrosión) (Figura 9). Sin embargo, los ánodos de las probetas expuestas en SM alcanzaron valores de potencial más negativos que -200 mV, con indicios de alta probabilidad de corrosión después del mes 7. También se pudo observar que el ánodo A1 presentó mayor vulnerabilidad de corrosión que el ánodo A2 (Figura 9). Siendo esto consistente con los resultados obtenidos de los voltajes de macrocelda (Figura 7 y 8). Por otro lado, los potenciales del acero 304 empleado como cátodo, no representan riesgo probable de corrosión para las vigas expuestas en AP y SM, indicando un buen desempeño como medio de implementación para el monitoreo por corrosión de estructuras de concreto reforzado (Figura 8).

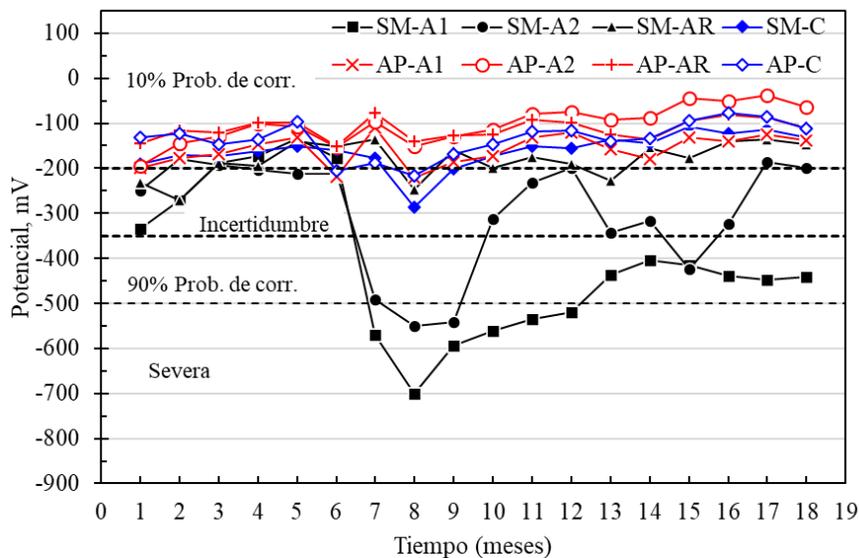


Figura 9. Potencial vs Cu/CuSO₄ de probetas con una relación a/c de 0.4 expuestas en agua potable (AP) y solución de NaCl al 5% (SM).

En el caso de las probetas con relación a/c de 0.60 y expuestas en AP, los potenciales de corrosión de A1, A2 y AR vs CSC fueron mayores que -200 mV, o sea, de probabilidad baja de presentar corrosión. Mientras que, los potenciales de los ánodos en las probetas inmersas en SM mostraron tendencias desde la zona de alta probabilidad hacia la corrosión severa a partir el mes 2, con valores desde -300 mV hacia -700 mV aproximadamente (Figura 10). Este mismo efecto fue detectado a través de los voltajes de macrocelda (Figura 7 y 8). Para los potenciales del acero de refuerzo, se observó una tendencia hacia la zona de riesgo alto de corrosión, con potenciales de hasta -600mV para los meses 17 y 18. Mientras que el potencial para el cátodo en las probetas con relación a/c de 0.6, fluctuaron en el rango de -200 mV a -350 mV, siendo más evidente entre los meses del 5 al 10, representando de manera general bajo riesgo de corrosión.

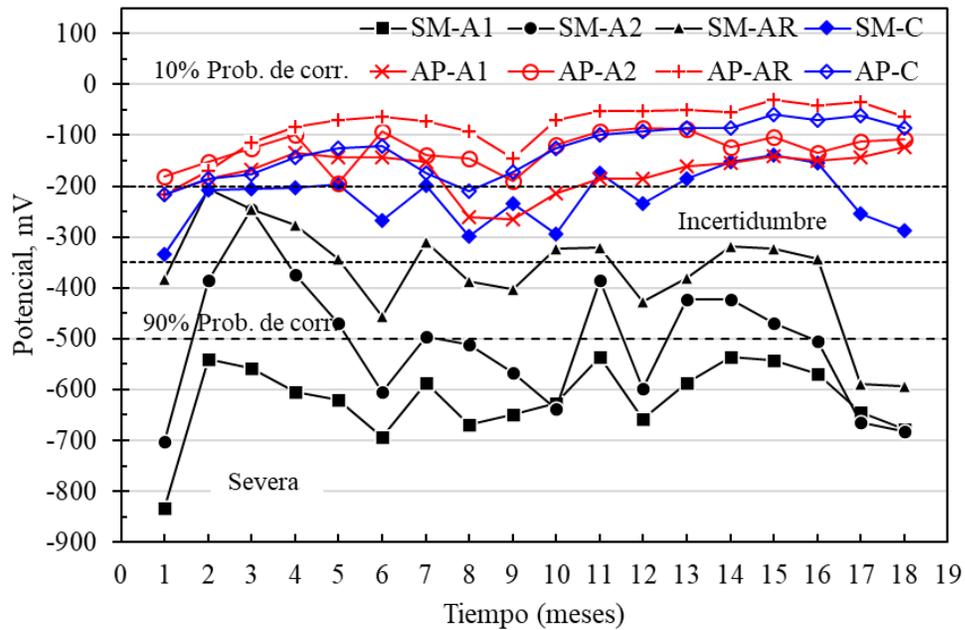


Figura 10. Potencial vs Cu/CuSO₄ de probetas con una relación a/c de 0.6 expuestas en agua potable (AP) y solución de NaCl al 5% (SM).

3.2.1 Comparativa de los potenciales vs cátodo y vs electrodo de cobre sulfato de cobre (CSC)

Utilizando los datos de los potenciales o voltajes de las secciones anteriores, en la Figura 11 se muestran las comparaciones entre los potenciales con respecto al cátodo y con respecto al de CSC, correspondientes a los ánodos de las probetas con relación a/c de 0.4 expuestos en SM. Se pudo observar buena correlación de los potenciales obtenidos con diferentes electrodos de referencia y durante el tiempo de monitoreo. Por lo que, estos sensores galvánicos pueden ser una opción viable para su implementación y el monitoreo de la corrosión de estructuras de concreto reforzado.

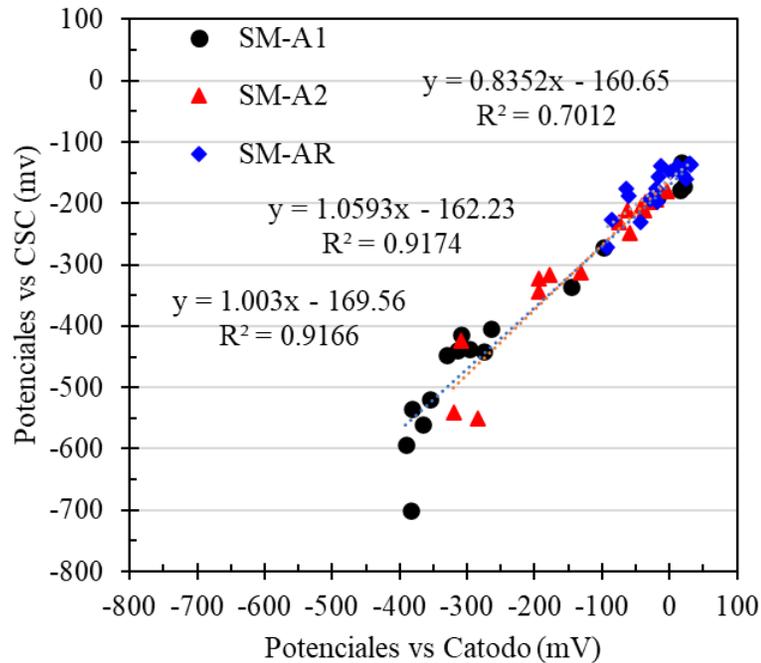


Figura 11. Comparativa entre los potenciales de corrosión con respecto al cátodo y con respecto al electrodo de CSC de los ánodos de las probetas con relación a/c 0.4.

3.3 Densidades de corrientes de macrocelda

En general las densidades de corrientes de macrocelda para los sensores colocados en las probetas con a/c de 0.4 expuestas en AP mostraron uniformidad entre los valores, estando dentro en la zona considerada como de corrosión despreciable (Figura 12). Sin embargo, las densidades de corriente del sensor A1 de las probetas expuestas SM, fueron más elevadas a partir del mes 6, alcanzado los valores considerados como corrosión moderada y elevada (mayor a $0.1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$), lo que también indica una corrosión activa (Figura 12). Aunque el sensor A2 ha indicado valores de activación a partir del sexto mes, no se mantuvo en los meses subsecuentes, generándose una pasivación desde el mes 10. Así también, se pudo observar que el sensor A1 de las probetas expuestas en SM, presentaron valores de corrientes de macrocelda mayores que A2, siendo influenciado por la profundidad a la que se ubicaron los sensores y su disponibilidad de oxígeno. Esta diferencia también fue observada mediante las mediciones de los voltajes de macrocelda y los potenciales con respecto al electrodo de CSC.

La diferencia entre las corrientes de macrocelda de los sensores A1 mayor que A2, tanto expuesto en AP y SM, puede deberse a la disponibilidad de oxígeno. Siendo que la difusión de oxígeno es más baja en ambiente sumergido, por lo que disminuye la actividad de corrosión (Tabla 4). Aunque también se ha revelado en otros estudios (Alonso et al., 1998), que aún bajo escasez de oxígeno, pueden ocurrir reacciones de reducción dentro del concreto.

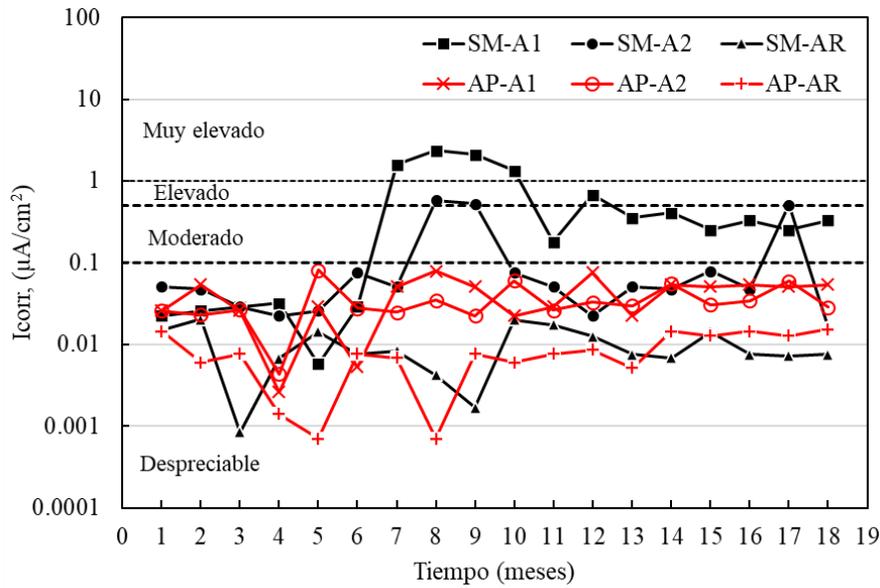


Figura 12. Densidad de corriente de macrocelda de las probetas con a/c = 0.4 expuestas en agua potable (AP) y solución de NaCl al 5% (SM).

En la Figura 13 se muestran los resultados de densidades de corriente de los sensores colocados en las probetas con relación a/c de 0.6, expuestas en AP y SM. Se puede observar que los valores de corriente obtenidos en los ánodos A1 y A2 expuestos en AP, de manera general indican corrosión despreciable (menores a $0.1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$), aunque el sensor A1 (colocado a 8 cm de profundidad) mostró indicios de corrosión moderada a partir del mes 6. En el caso de los sensores A1 y A2 de las probetas expuestas en SM, los valores de corrientes mostraron inicialmente corrosión elevada (mayor a $1.0 \mu\text{A}/\text{cm}^2$) con tendencia hacia la corrosión moderada (menores a $0.5 \mu\text{A}/\text{cm}^2$) después del mes 10. Por otro lado, se pudo observar en los dos tipos de mezclas con relación a/c de 0.4 y 0.6 (Figura 12 y 13), que las densidades de corriente para los sensores AR expuestos en AP y SM, indican estabilidad y corrosión despreciable.

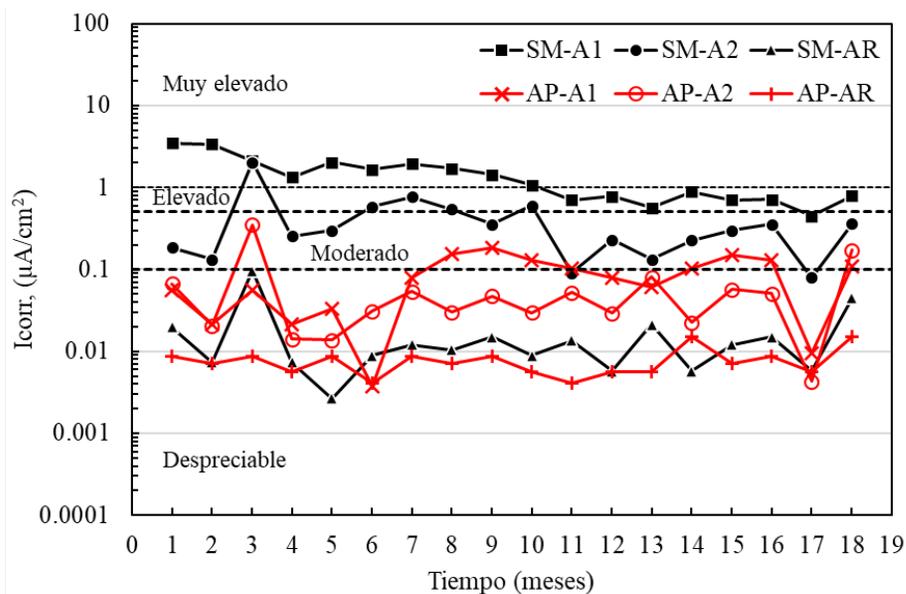
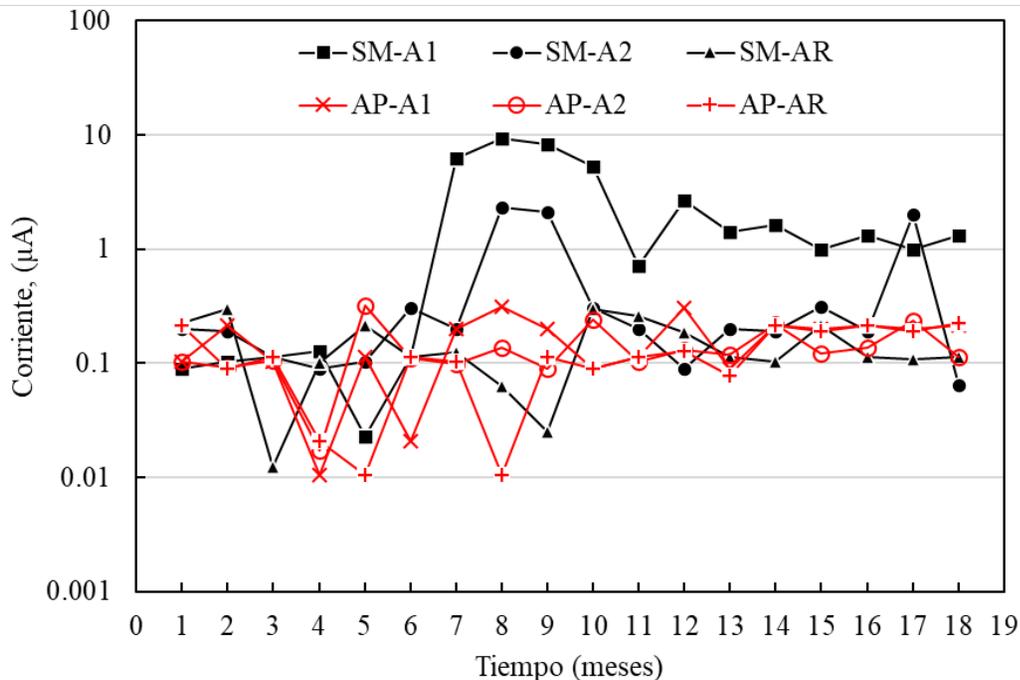


Figura 13. Densidad de corriente de macrocelda de las probetas con a/c = 0.6 expuestas en agua potable (AP) y solución de NaCl al 5% (SM).

Tabla 4. Comparación de valores límites de densidad de corriente

Tipo de Sensor	Condiciones de Ensayo	Rel. Área: Ánodo/Cátodo	Valores Límites	Referencias
Acero/Acero Inoxidable 304	Sumergido 5% NaCl	1:10	3.50 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$	Pérez et al., 2022
Acero/Cobre Acero/Acero Inoxidable	Inmersión-Gravedad 3.5% NaCl	1:1	0.07 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ -0.02 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$	Zink Taek Park, 2005
Acero/Acero Inoxidable 1.4301	Mortero con 3% Cl^- adicionado al agua de la mezcla	1:5	5.00 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$	Elsener, 2002
Acero/Titanio-platino	Humedad y Secado	1:8	3.00 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$	Raupach y Schiebl, 2001
Acero/Acero Inoxidable 316	Humedad Relativa 95% y concreto con 3% Cl^-	1:30 1:33	3.85 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$	Arya y Vassie, 1995

En el análisis de la intensidad de corriente de macrocelda (Figura 14) se pudo determinar que los sensores A1 colocados a menor profundidad en las probetas expuestas en SM presentaron corrientes de macrocelda más elevados (9 μA y 14 μA para el concreto con a/c de 0.4 y 0.6, respectivamente) que los sensores A2 situados a mayor profundidad (2.40 μA y 2.00 μA para el concreto con a/c de 0.4 y 0.6). De acuerdo con los primeros valores de intensidad de corriente de macrocelda se encontró que estaban similares con los reportados en la literatura, con valores límites de corriente galvánica de 15 μA y 16 μA . Sin embargo, la diferencia encontrada se puede deber a las diferentes condiciones de ensayo, los materiales del sensor, las relaciones de área ánodo/cátodo y los arreglos geométricos dentro del concreto (Raupach y Schiebl, 2001; Elsener, 2002), Tabla 5.



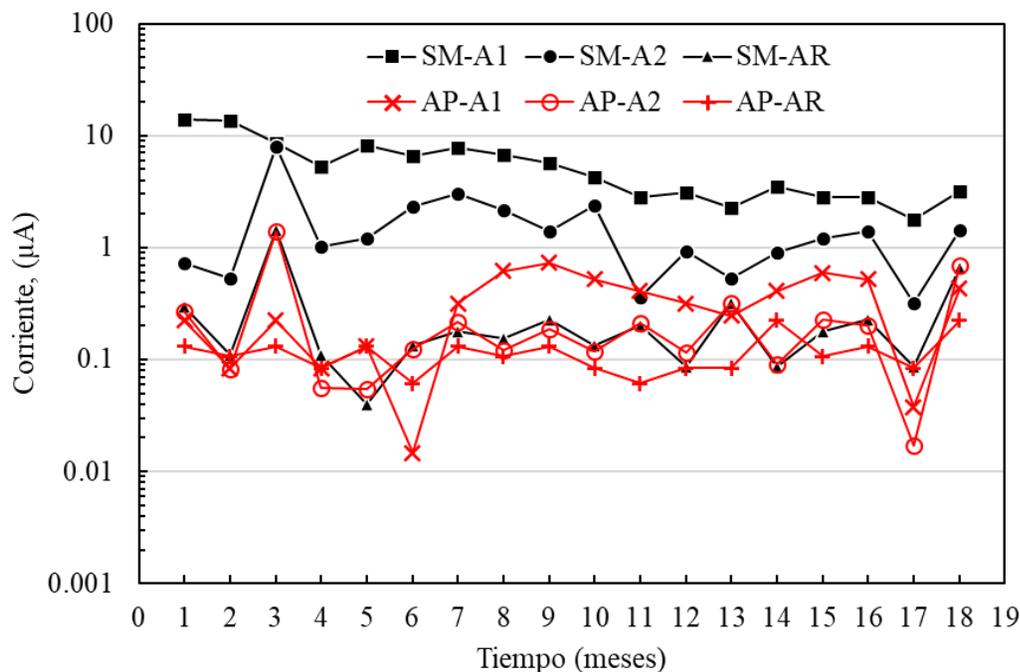


Figura 14. Intensidad de corriente de macrocelda de las probetas con a/c = 0.4 y 0.6 expuestas en agua potable (AP) y solución de NaCl al 5% (SM).

Tabla 5. Comparación de valores límites de corriente

Tipo de Sensor	Condiciones de Ensayo	Rel. Área: Ánodo/Cátodo	Valores Límites	Referencias
Acero/Acero Inoxidable 304	Sumergido en 5% NaCl	1:10	14 μA	Pérez et al., 2022
Acero/Acero Inoxidable 1.4301	Mortero con 3% Cl^- adicionado al agua de la mezcla	1:5	16 μA	Elsener, 2002
Acero/Titanio-platino	Humedad y Secado	1:8	15 μA	Raupach y Schiebl, 2001

3.4 Ruido Electroquímico

Debido a la nula activación obtenida de los sensores en AP, únicamente se muestran los resultados de ruido electroquímico de las probetas expuestas en SM, y su análisis para determinar el tipo de corrosión del sistema. Se registraron datos de potenciales (E) y corriente (I) con 1024 pts, a 1 pto/seg.

En la Figura 15 y Figura 16 se muestran las gráficas ejemplos de las series de potencial y densidad de corriente en el tiempo para los ánodos A1, inmersos en concreto con relación a/c de 0.4 y 0.6, respectivamente. En ambas mezclas de concreto se pudo observar una correspondencia del comportamiento entre las series de potencial y corriente, mostrando oscilaciones aleatorias de las señales con transitorios de 1.0 mV y 1.0 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ sobre la señal base del potencial y corriente. Este tipo de comportamiento fue asociado a un tipo de corrosión generalizada.

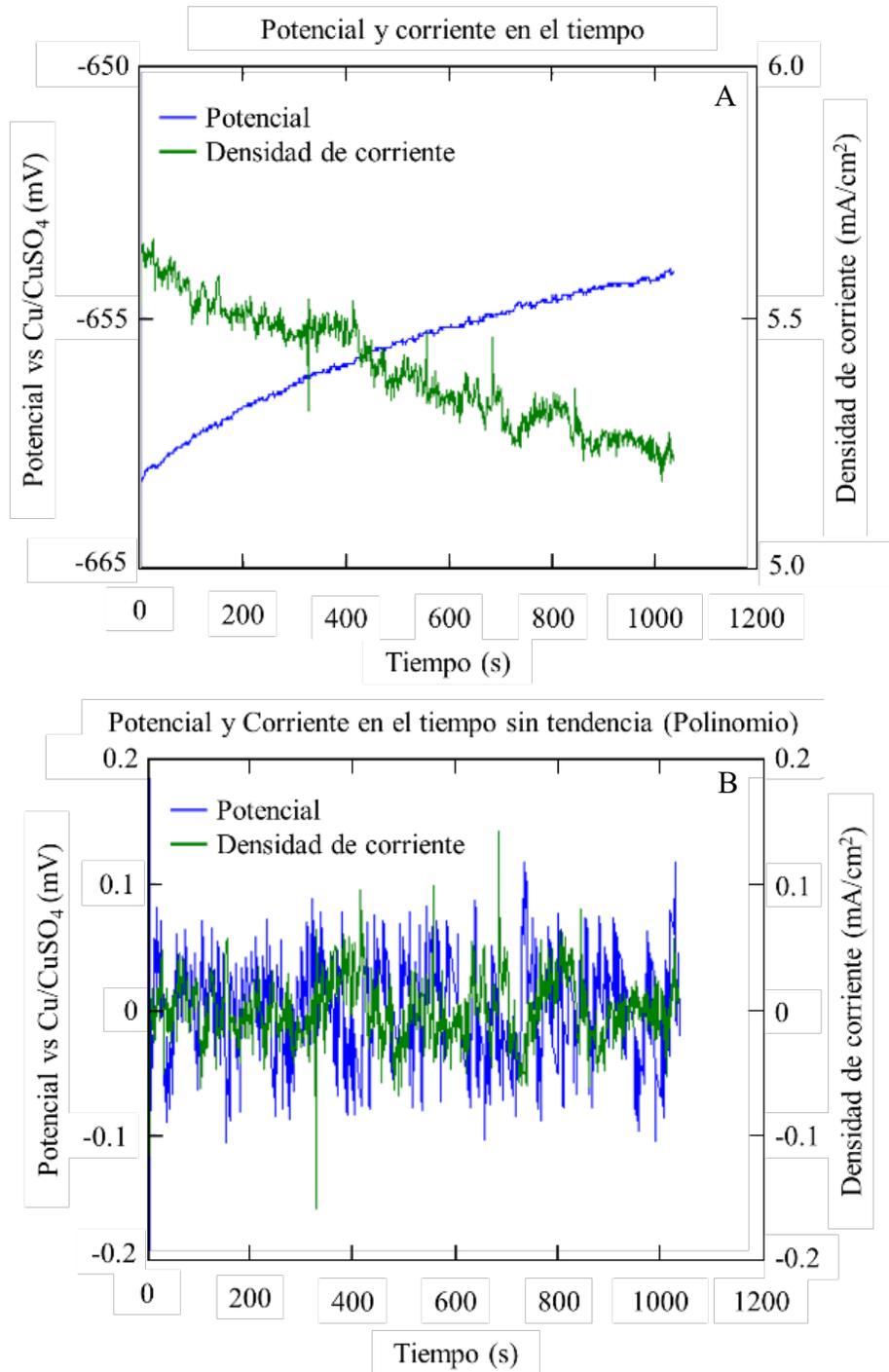


Figura 15. Series de potencial y corriente en el tiempo obtenidas del ánodo A1 en concreto de a/c 0.6, después de 10 meses en SM: con tendencia (A) y con remoción de la tendencia (B).

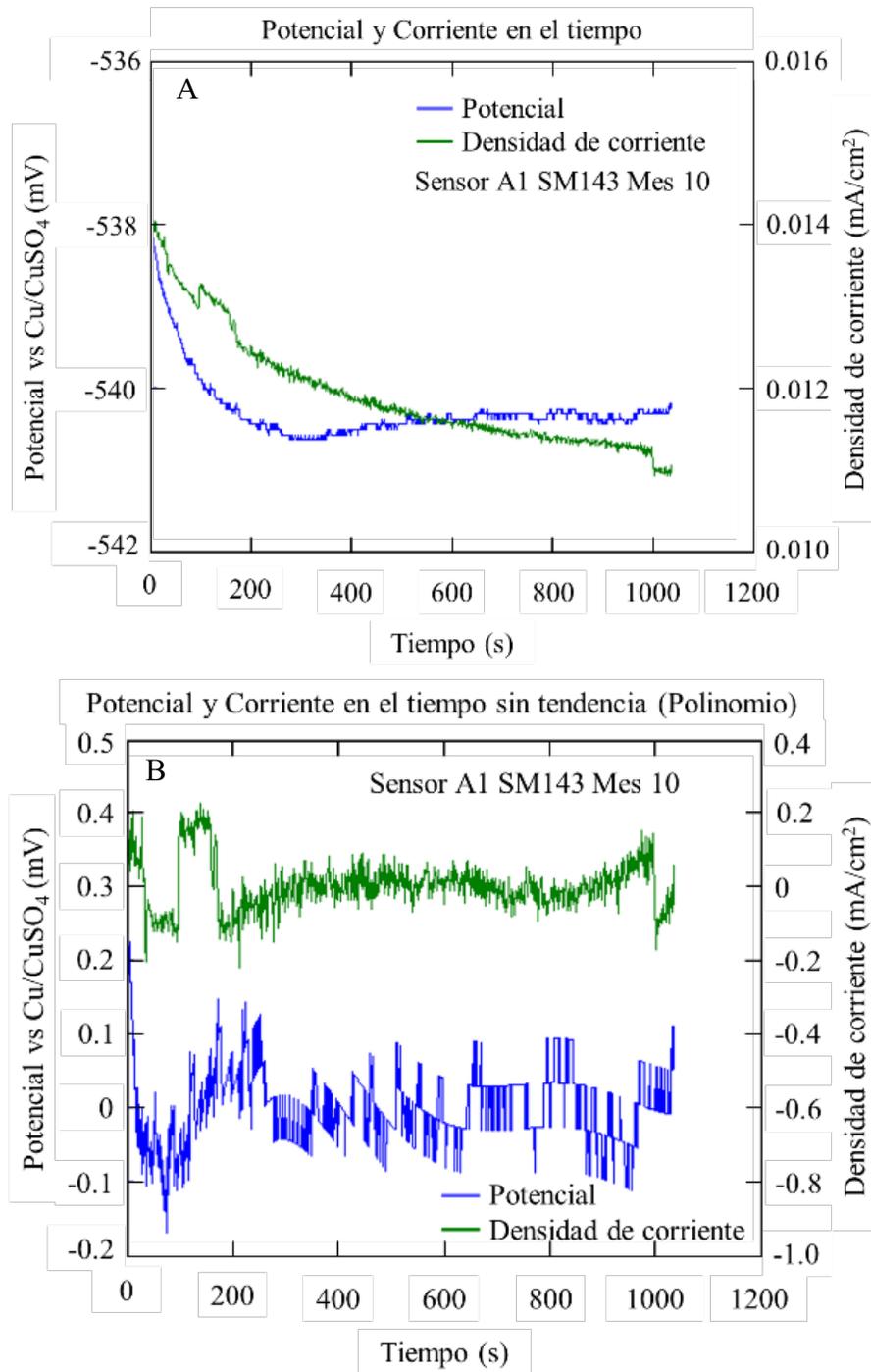


Figura 16. Series de potencial y corriente en el tiempo obtenidas del sensor A1 en concreto de a/c 0.4, después de 10 meses en SM: con tendencia (A) y con remoción de la tendencia (B).

En las Figura 17 y 18 se muestran unas gráficas ejemplo de las densidades espectrales del potencial y la densidad de la corriente de los ánodos A1, para concreto de relación a/c de 0.6 y 0.4, después del mes 10 de exposición. A través de estas gráficas se pudieron determinar las pendientes con las que se evaluó el fenómeno de la corrosión en los ánodos. Para este caso, se consideró que las pendientes más pronunciadas son indicativas de cierta actividad de corrosión.

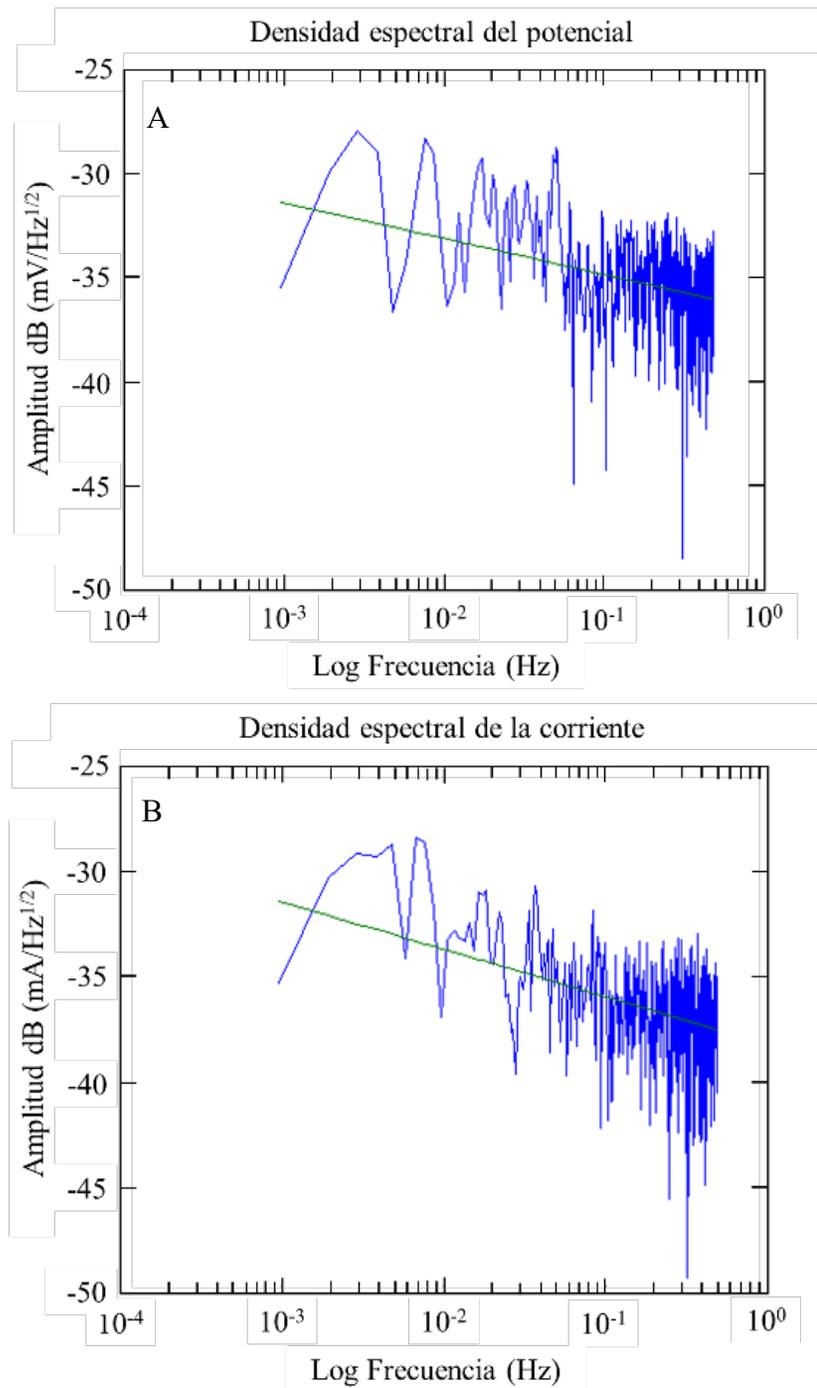


Figura 17. Densidades espectrales de potenciales y corrientes en el tiempo, obtenidas del sensor A1 en concreto de a/c 0.6 después de 10 meses de exposición.

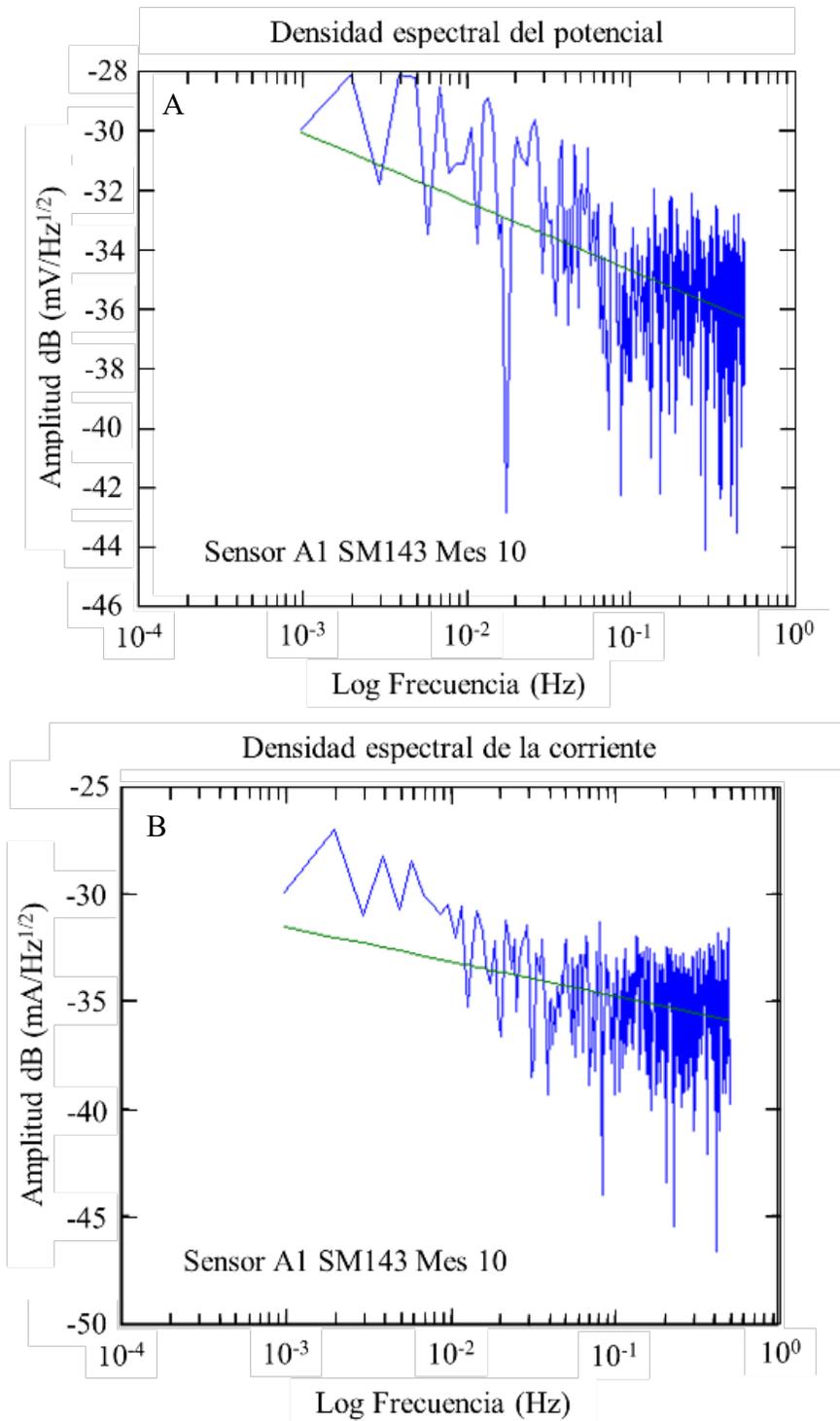


Figura 18. Densidades espectrales de potenciales y corrientes en el tiempo, obtenidas del sensor A1 en concreto de a/c 0.4 después de 10 meses de exposición.

Durante los 9 meses de monitoreo de los sensores y del acero de refuerzo de las probetas de a/c 0.4, las pendientes que se obtuvieron de las densidades espectrales de potencial estuvieron entre -1.72 y -3.76; mientras que para las probetas de a/c 0.6 estuvieron entre -2.06 y -3.48. Así también, las pendientes de los registros de densidad espectral de la corriente de las probetas de a/c 0.4, fueron de -0.63 y -4.92; y para las probetas de a/c 0.6 estuvieron entre -0.43 y -3.26. Estos valores en función de la pendiente de las densidades espectrales de frecuencia son correspondientes a un tipo

de corrosión uniforme y de pasivación-uniforme (Figuras 17 y 18) (Legat y Dolecek, 1995). Con los registros de ruido electroquímico de las probetas de relación a/c de 0.6 y 0.4, se realizó un análisis estadístico para determinar los datos de resistencia, potencial y corriente que permitieron clasificar el tipo de corrosión en los ánodos, los cuales se resumen en la Tabla 6. Así también, los valores de índice de localización (I.L.) (Kelly et al., 1996), obtenidos de los registros de ruido electroquímico de los ánodos, para el mes 10 en ambas calidades del concreto, indican los tipos de corrosión generalizada y mixta (Tabla 6). Para el mes 18 se observó un tipo de corrosión mixta para ambas calidades del concreto, sin superar un nivel mayor a la unidad (>1), donde se tendría un proceso de picado en los sensores.

Tabla 6. Resultados de los análisis estadísticos de ruido electroquímico e interpretación del tipo de corrosión en los ánodos de los concretos de a/c 0.6 y 0.4, para los meses 10 y 18.

Relación a/c	Electrodo - Mes	Rn ($\Omega\text{-cm}^2$)	Índice de localización, I.L.	Tipo de corrosión	PSD potencial (mV)	Tipo de corrosión	PSD corriente ($\mu\text{A/cm}^2$)	Tipo de corrosión
0.40	A1-10	2.35E+04	0.0058	Generalizadas	-3.76	Uniforme	-1.67	Uniforme
0.40	A2-10	1.92E+04	0.0294	Mixta	-3.24	Uniforme	-0.63	Pasivación uniforme
0.40	AR-10	1.26E+05	0.0878	Mixta	-1.72	Uniforme	-4.92	Uniforme
0.60	A1-10	1.50E+04	0.0048	Generalizada	-2.19	Uniforme	-2.24	Uniforme
0.60	A2-10	1.40E+04	0.0046	Generalizada	-2.09	Uniforme	-3.03	Uniforme
0.60	AR-10	2.26E+05	0.0406	Mixta	-2.06	Uniforme	-0.43	Pasivación uniforme
0.40	A1-18	1.30E+04	0.0325	Mixta	-2.93	Uniforme	-3.98	Uniforme
0.40	A2-18	2.50E+04	0.0175	Mixta	-2.00	Uniforme	-1.39	Uniforme
0.40	AR-18	1.26E+05	0.0878	Mixta	-1.72	Uniforme	-4.92	Uniforme
0.60	A1-18	1.40E+04	0.0246	Mixta	-3.48	Uniforme	-3.26	Uniforme
0.60	A2-18	1.60E+04	0.0469	Mixta	-3.38	Uniforme	-2.32	Uniforme
0.60	AR-18	1.40E+04	0.0548	Mixta	-2.27	Uniforme	-0.68	Pasivación uniforme

3.5 Contenido de cloruros libres dentro del concreto por peso del cemento

En la Tabla 7 se muestran los resultados del porcentaje de iones cloruros solubles en agua con respecto al concreto y al cemento, para las probetas de concreto con relación a/c de 0.4 y 0.6. Donde se puede observar que para ambos tipos de concreto expuesto en AP, las cantidades de iones cloruro fueron despreciables. En el caso de las probetas de a/c 0.4 expuestas en solución de NaCl al 5%, los porcentajes de iones cloruros fueron menores que en las vigas de a/c 0.6, alcanzando este último un valor de 0.44% de Cl^- con respecto al cemento. Este valor puede ser considerado de riesgo inminente de corrosión, esto de acuerdo con los valores reportados en la literatura (Mohammed y Hamada, 2001; Alonso, 2001), Tabla 8; y por los valores de voltajes y corrientes de macrocelda que se monitorearon en este trabajo, en donde a los 10 meses muestran valores de probabilidad alta de corrosión.

Tabla 7. Contenido de iones cloruro solubles en agua de ambas mezclas de concreto

Mezcla	% Cl^- con respecto al concreto		% Cl^- con respecto al cemento	
	En agua potable	En salmuera	En agua potable	En salmuera
a/c: 0.40	0.0000	0.0470	0.00	0.21
a/c: 0.60	0.0035	0.0650	0.02	0.44

Tabla 8. Iones cloruros libres (Cl^-) por peso del cemento

Referencias	% Cl^- con respecto al cemento
ACI 318	≤ 0.15
ACI 222R	0.20
Brown, 1980	0.40
Mohammed y Hamada 2001	
Otros	0.10-0.60

3.6 Ensaye a compresión simple

La Tabla 9 muestra los valores promedio de la resistencia a la compresión de tres probetas cilíndricas de concreto, para cada relación a/c de 0.4 y 0.6. Estos valores de esfuerzos obtenidos son relativamente altos, lo que se relacionó con un proceso lento de corrosión a pesar de estar en un ambiente agresivo en solución de NaCl al 5%. Estos resultados permiten corroborar que los concretos elaborados con las especificaciones estándar garantizan buena calidad y son menos vulnerables al ingreso de agentes agresivos.

Tabla 9. Resultados del ensaye a compresión simple

Relación a/c	$f'_c = \text{kg/cm}^2$
0.40	476
0.60	358

4. CONCLUSIONES

Mediante los sensores galvánicos es posible monitorear y evaluar el estado de riesgo por corrosión en estructuras de concreto reforzado debido a que los voltajes de macrocelda del sensor galvánico interno (acero al carbono/acero inoxidable) presentaron buena correlación con respecto a los potenciales de corrosión del sensor externo Cu/CuSO₄, durante el tiempo de ensayo del sistema.

Los sensores galvánicos pueden considerarse para su implementación como método preventivo en correlación con las técnicas electroquímicas existentes, debido a que se observaron valores límite de corriente y densidad de corriente parecidos a otros sistemas similares.

El comportamiento del electrodo de referencia de acero inoxidable (cátodo "C"), embebido en concreto reforzado, en general conservó su estabilidad ante el riesgo de corrosión por iones cloruros durante la etapa de la evaluación.

El valor de cloruros libres encontrados cerca del sensor a los 10 meses alcanzó un porcentaje de 0.44% con respecto al cemento, lo cual representa un riesgo con probabilidad suficiente para la activación de la corrosión en el acero de refuerzo, siendo este diagnóstico congruente con las mediciones de voltaje y corriente de macrocelda, y por valores cercanos a los reportados en la literatura.

La información obtenida con la técnica de ruido electroquímico, demuestra que las probetas tienen corrosión uniforme y/o mixta sobre al acero de refuerzo y sensores debido a la pasivación del sistema durante la formación de los óxidos, en el tiempo de exposición; excepto para la probeta de menor calidad, que presenta en los meses 17 y 18 indicios de corrosión más altos, pero todavía sin presentar corrosión localizada.

5. REFERENCIAS

- AISI. (1983), *AISI – SAE Standard carbon steels. Steel products manual*, American Iron and Steel Institute.
- Alonso, C., Andrade, C., Castellote, M., Castro, P. (2001), *Reply to the discussion by T.U. Mohammed and H. Hamada of the paper: Chloride threshold values to depassivate reinforcing bars embedded in a standardized OPC mortar*. Cement and Concrete Research. 31(5):39-840. DOI: [https://doi.org/10.1016/s0008-8846\(01\)00486-0](https://doi.org/10.1016/s0008-8846(01)00486-0)
- Alonso, C., Andrade, C., García, A. M. (1990), *Oxygen availability in the corrosion of reinforcements*. Advances in Cement Research. 3(11):127-132. DOI: <https://doi.org/10.1680/adcr.1990.3.11.127>
- Alonso, C., Andrade, C., Nóvoa, X. R., Izquierdo, M., Pérez, M. C. (1998), *Effect of protective oxide scales in the macrogalvanic behaviour of concrete reinforcements*. Corrosion Science. 40(8):1379–1389. DOI: [https://doi.org/10.1016/S0010-938X\(98\)00040-7](https://doi.org/10.1016/S0010-938X(98)00040-7)
- American Concrete Institute (2002), *ACI 211.1: Recommended practice for selecting proportions for normal weight concrete*, p. 953. Retrieved from <https://doi.org/10.14359/7325>
- Arya, C., Vassie, O. (1995), *Influence of cathode-to-anode area ratio and separation distance on galvanic corrosion currents of steel in concrete containing chlorides*. Cement and Concrete Research. 25(5):989-998. DOI: [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(95\)00094-s](https://doi.org/10.1016/0008-8846(95)00094-s)
- ASTM International. (2010). *ASTM D 1411-04 Standard Test Methods for Water-Soluble Chlorides Present as Admixtures in Graded Aggregate Road Mixes*. Retrieved from <https://doi.org/10.1520/d1411-04>
- ASTM International. (2016). *ASTM C 876-15 Standard Test Method for Corrosion Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete*. Retrieved from <https://doi.org/10.1520/c0876>
- ASTM International. (2017). *ASTM C 39-17 Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens*. Retrieved from https://doi.org/10.1520/c0039_c0039m-05e02
- Dawson, J. L. (1996). Electrochemical noise measurement. In: Kearns, J. R., Scull J. R. “*Electrochemical noise measurement for corrosion applications*”, ASTM STP 1277. Annual Book of ASTM Standards, Philadelphia, p. 3. DOI: <https://doi.org/10.1520/stp37949s>
- Elsener, B. (2002). *Macrocell corrosion of steel in concrete-implications for corrosion monitoring*. Cement and Concrete Composites. 24(1):65-72. DOI: [https://doi.org/10.1016/s0958-9465\(01\)00027-0](https://doi.org/10.1016/s0958-9465(01)00027-0)
- Hudok, D. (1990). *Properties and selection: irons, steels, and high-performance alloys*. In: “Metals handbook”, 1, E.U., pp. 200-211.
- Kelly R.G., Inman, M.E., Hudson, J.L. (1996), *Analysis of Electrochemical Noise for Type 410 Stainless Steel in Chloride Solutions*. In: Kearns, J. R., Scully, J. R. “*Electrochemical noise measurement for corrosion applications*”. Annual Book of ASTM Standards, Philadelphia, pp. 101-113. DOI: <https://doi.org/10.1520/stp37954s>
- Legat, A., Dolecek, V. (1995), *Corrosion Monitoring System Based on Measurement and Analysis of Electrochemical Noise*. Corrosion Science. 51(4): 295-300. DOI: <https://doi.org/10.5006/1.3293594>
- Llorens, M., Serrano, Á., Valcuende, M. (2019), *Sensors for Determining the Durability of Reinforced Concrete Constructions*. Revista Ingeniería de Construcción. 34(1): 81-98. DOI: <https://doi.org/10.4067/s0718-50732019000100081>
- McCarter, W. J., Chrisp, T. M., Butler, A., Basheer, P. A. M. (2001), *Near-Surface Sensors for Condition Monitoring of Cover-Zone Concrete*. Construction and Building Materials. 15(2-3): 115-124. DOI: [https://doi.org/10.1016/s0950-0618\(00\)00060-x](https://doi.org/10.1016/s0950-0618(00)00060-x)

- McCarter, W. J., Vennesland, Ø. (2004), *Sensor systems for use in reinforced concrete structures*. Construction and Building Materials. 18(6):51-358.
DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2004.03.008>
- Mohammed, T. U., Hamada, H. (2001), *A discussion of the paper: Chloride threshold values to depassivate reinforcing bars embedded in a standardized OPC mortar* by C. Alonso, C. Andrade, M. Castellote, and P. Castro. Cement and Concrete Research. 31(5): 835-838.
DOI: [https://doi.org/10.1016/s0008-8846\(01\)00485-9](https://doi.org/10.1016/s0008-8846(01)00485-9)
- NMX C155. (2014). *Industria de la construcción – Concreto hidráulico – Dosificado en masa – Especificaciones y métodos de ensayo*. Ciudad de México: ONNCCE.
- NMX C159. (2004). *Industria de la construcción -Concreto -Elaboración y curado de especímenes en el laboratorio*. Ciudad de México: ONNCCE.
- NMX C414. (2004). *Industria de la construcción -Cementos hidráulicos -Especificaciones y métodos de prueba*. Ciudad de México: ONNCCE
- PROCEDIMIENTO LAQ03. (2005), *Determinación del contenido de Al, C, Co, Cr, Cu, Mn, Mo, Ni, P, Pb, S, Si, Ti y Zn, de aceros al carbono y aceros inoxidables por ICP-AAE y CHNS-O*. CIMAV-EMA, BAJO NORMA ISO/IEC-17025-2005, México.
- Raupach, M. (1996), *Chloride-induced macrocell corrosion of steel in concrete-theoretical background and practical consequences*. Construction and Building Materials. 10(5): 329-338.
DOI: [https://doi.org/10.1016/0950-0618\(95\)00018-6](https://doi.org/10.1016/0950-0618(95)00018-6)
- Raupach, M., Dauberschmidt, C. (2003), “*Durability of marine structures made of high-performance concrete*”. In: RILEM Proceedings, PRO 32 International Conference on Advances in Concrete and Structures, 2, pp. 919-930. ISBN: 2-912143-41-1. e-ISBN: 2351580176
- Raupach, M., Schießl, P. (2001), *Macrocell sensor systems for monitoring of the corrosion risk of the reinforcement in concrete structures*. NDT & E International. 34(6):435-442.
DOI: [https://doi.org/10.1016/s0963-8695\(01\)00011-1](https://doi.org/10.1016/s0963-8695(01)00011-1)
- Schiessl, P., Raupach, M. (1992), *Monitoring system for the corrosion risk of steel in concrete structures*. Concrete International. 14(7):52-55.
- Zinc-Taek, P., Yoon-Seok, C., Jung-Gu, K., Lun, C. (2005), *Development of a galvanic sensor system for detecting the corrosion damage of steel embedded in concrete structure*. Cement and Concrete Research. 35(9): 1814-1819. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2003.11.027>

Evaluación de la influencia de la corrosión en la estabilidad global de las columnas de hormigón armado

M. F. Santos¹ , D. P. Santos^{2*} 

*Autor de Contacto: daniло.pereira@engenharia.ufjf.br

DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v12i3.592>

Recepción: 01/03/2022 | Aceptación: 08/07/2022 | Publicación: 01/09/2022

RESUMEN

Este trabajo analiza el impacto de la corrosión en la estabilidad global de las columnas de hormigón armado, evaluando la efectividad de los criterios de reducción de rigidez propuestos por la ABNT NBR 6118: 2014. Con los análisis, utilizando modelos de elementos finitos que reproducían el comportamiento de los materiales, se definió que la corrosión provoca la intensificación de los esfuerzos globales de segundo orden en la estructura. Sin embargo, en situaciones críticas, la pérdida de equilibrio en la sección transversal resultó en una falla estructural incluso antes de la pérdida de la estabilidad. El estudio se llevó a cabo tanto a través de un análisis geométrico no lineal como mediante la aplicación del coeficiente γ_z , donde se concluyó que la posterior adición de efectos reológicos puede conducir a una configuración que va más allá de los límites propuestos por la norma brasileña.

Palabras clave: hormigón; corrosión; estabilidad global; efectos de segundo orden.

Citar como: Santos, M. F., Santos, D. P. (2022), “Evaluación de la influencia de la corrosión en la estabilidad global de las columnas de hormigón armado”, Revista ALCONPAT, 12 (3), pp. 401 – 422, DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v12i3.592>

¹ Fundação Hermínio Ometto (FHO | Uniararas), Araras, Brasil.

² Universidade Federal Tecnológica do Paraná (UTFPR), Curitiba, Brasil.

Contribución de cada autor

En este trabajo, M. F. Santos contribuyó a las actividades de desarrollo del modelo numérico, resultados y discusión, redacción y elaboración del texto original; D. P. Santos contribuyó a las actividades de conceptualización, desarrollo del modelo numérico, resultados y discusión, redacción y elaboración del texto original.

Licencia Creative Commons

Los derechos de autor (2022) son propiedad de los autores. Este trabajo es un artículo de acceso abierto publicado bajo los términos y condiciones de una licencia internacional Creative Commons Attribution 4.0 International License ([CC BY 4.0](https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/)).

Discusiones y correcciones posteriores a la publicación

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el tercer número del año 2023 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del segundo número del año 2023.

Evaluation of the influence of corrosion on the global stability of reinforced concrete columns

ABSTRACT

This paper analyzes the impact of corrosion on the global stability of reinforced concrete columns, evaluating the effectiveness of the stiffness reduction criteria proposed by ABNT NBR 6118:2014. It was defined through finite element models that corrosion causes the intensification of the second-order effects. However, in critical situations, the failure in the transversal section led to structural collapse even before the stability loss. The study was conducted through nonlinear geometric analyses and applying the γ_z coefficient. It was concluded that the subsequent addition of rheological effects could exceed the limits proposed by the ABNT NBR 6118:2014.

Keywords: concrete; corrosion; global stability; second-order effects.

Avaliação da influência da corrosão na estabilidade global de colunas em concreto armado

RESUMO

Este trabalho analisa o impacto da corrosão na estabilidade global de colunas em concreto armado, avaliando a eficácia dos critérios de redução de rigidez propostos pela ABNT NBR 6118:2014. A partir das análises, utilizando-se modelos em elementos finitos que reproduziram o comportamento dos materiais, definiu-se que a corrosão causa a intensificação dos esforços globais de segunda ordem na estrutura. Entretanto, em situações críticas, a perda de equilíbrio na seção transversal conduziu à falha estrutural antes mesmo da perda de estabilidade. O estudo foi realizado tanto por meio de uma análise não-linear geométrica, quanto pela aplicação do coeficiente γ_z , onde concluiu-se que a posterior adição de efeitos reológicos pode conduzir a uma configuração que ultrapasse os limites propostos pela norma brasileira.

Palavras-chave: concreto; corrosão; estabilidade global; efeitos de segunda ordem.

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

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

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

La reproducción total o parcial de los contenidos e imágenes de la publicación se realiza en apego al código COPE y a la licencia CC BY 4.0 de la Revista ALCONPAT.

1. INTRODUCCIÓN

La corrosión puede entenderse como la interacción destructiva entre el material y el ambiente en el que se encuentra, desencadenada por acciones electroquímicas, químicas, físicas o por la unión de estas, constantemente provocada por la acción de los cloruros o por el desarrollo de fisuras. La presencia de corrosión en regiones con tensiones de tracción es la situación más grave, ya que puede provocar la ruptura frágil de la sección sin deformación previa de la estructura (Helene, 1993; Schwartzman et al., 2010).

Las armaduras de acero en el interior del hormigón están protegidas por una película de óxido de hierro que se forma en la superficie del metal debido a la alcalinidad del hormigón, asegurando su pasivación. Sin embargo, esta película puede tener su integridad comprometida con la reducción del pH por debajo de nueve, resultado de la carbonatación del hormigón en la capa de recubrimiento, que se produce debido a la presencia de iones cloruro, en índices críticos de contaminación atmosférica o con la lixiviación del hormigón, pudiendo ser intensificados por condiciones adversas del medio ambiente, tipo o edad de la construcción (Maldonado-Bandala et al., 2018; Araujo et al., 2020; Silvestro et al., 2020).

El uso de espesores inadecuados en el recubrimiento, debido a errores de diseño o ejecución, puede comprometer la protección necesaria para mantener la integridad de las barras de acero (Fusco, 2008; Malheiro et al., 2014; Felix y Carrazedo, 2021). Además, la elección del cemento, aditivos y adiciones puede mitigar o intensificar el potencial corrosivo (Silva et al., 2015; Trevisol et al., 2017; Dietrich et al., 2017; Teixeira et al., 2021).

La corrosión del acero resulta en un hidróxido débil, pulverulento, sin adherencia o cohesión llamado óxido, que aumenta su volumen a medida que se forma y puede alcanzar de ocho a diez veces el volumen de acero del que se originó. Las partículas oxidadas presionan el hormigón circundante, desencadenando la degradación de la estructura. (Verçoza, 1991; Balestra et al., 2018). Varios estudios buscan reproducir las condiciones de deterioro en el laboratorio a través de pruebas aceleradas (Meira y Ferreira, 2019), otros buscan investigar el impacto que diferentes adiciones tienen sobre el hormigón con respecto a su potencial corrosivo (Amorim Júnior et al., 2021; Santos et al., 2020; Blanco et al., 2019; Figueiredo et al., 2014). Tales esfuerzos se vuelven cada vez más necesarios, ya que la estimación de principios de este siglo señaló que hasta el 3,5% del producto interno bruto de un país desarrollado se reinvierte para contornear los efectos de la degradación por corrosión (Mackechnie y Alexander, 2001). Delante de eso, las inversiones en modelos matemáticos que puedan describir la degradación estructural causada por la corrosión están aumentando.

Investigaciones recientes han explorado la simulación numérica de la difusión de cloruros en hormigón, como los trabajos de Ayinde et al. (2017) y Souza y Leonel (2021), o a través de análisis de confiabilidad basados en modelos probabilísticos (Felix et al., 2020; Ramos y Carrazedo, 2021; Favretto et al., 2021). Otras aplicaciones utilizan el método de los elementos finitos, como la propuesta por Ramos y Carrazedo (2020), quienes desarrollaron modelos capaces de describir las diferentes fases del hormigón armado y la propagación del daño causado por el proceso corrosivo. Por lo tanto, el presente trabajo busca contribuir a esta área del conocimiento, agregando al problema la evaluación de la estabilidad global de una estructura degradada. Para ello, se reprodujo numéricamente el comportamiento mecánico del hormigón, así como la evolución del daño cuando se somete a cargas externas y a la corrosión de la armadura. Tal modelo fue construido con la aplicación del Método de los Elementos Finitos (MEF), como se discutió a lo largo del trabajo.

2. PROCEDIMIENTO

El uso de simulaciones numéricas para predecir el comportamiento de estructuras de hormigón armado, en presencia de daños, requiere una reproducción satisfactoria del comportamiento mecánico de los materiales constituyentes frente a solicitudes externas. Para ello, se definieron modelos constitutivos que caracterizan los materiales en los análisis realizados. En este apartado se describirán todos los parámetros utilizados para simular el comportamiento mecánico del hormigón armado, así como la validación de los modelos constitutivos utilizados.

2.1 Modelos constitutivos de los materiales

A los elementos modelados se añadieron materiales que reproducen el comportamiento del acero y el hormigón, conteniendo características como la densidad, el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson.

En el caso del hormigón, debido al desarrollo natural de las fisuras, fue necesario añadir más información para que el material reproduzca fielmente su comportamiento a la tracción, compresión, acumulación de deformaciones inelásticas y daños.

Los modelos constitutivos utilizados en los materiales, hormigón y acero, fueron extraídos del código europeo CEB-FIB (2010). Así, el propósito principal de esta etapa es la reproducción del comportamiento mecánico del hormigón armado, de su curva tensión x deformación, incluida la influencia de la aplicación de un modelo de daño.

2.1.1 Modelo constitutivo del acero

El modelo constitutivo utilizado para el acero caracteriza su comportamiento en presencia de tensiones de tracción, representado en el diagrama de la Figura 1, o compresión. El primer tramo representa la respuesta lineal del material hasta alcanzar el valor característico de la resistencia al flujo del acero en tracción (f_{yk}), seguido de un segundo tramo lineal que corresponde a su flujo con el endurecimiento hasta alcanzar el valor característico de la resistencia a la tracción del acero (f_{tk}), que se produce en el valor característico de deformación máxima (ϵ_{uk}).

Las tensiones en el acero (σ_s) se obtuvieron mediante la Ecuación (1), con los valores del módulo de elasticidad del acero (E_s) y la deformación del acero (ϵ_s).

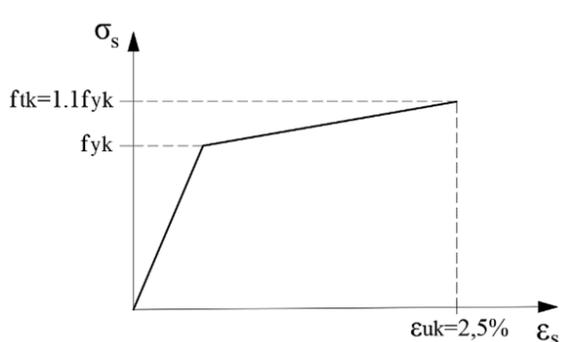


Figura 1. Diagrama tensión x deformación del acero traccionado (Adaptado de CEB-FIB, 2010)

$$\sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s$$

dónde: $E_s = 200\text{GPa}$, si $\epsilon_s \leq 0,207\%$ (1)

$$E_s = 2,2\text{GPa}$$
, si $\epsilon_s > 0,207\%$

2.1.2 Modelo constitutivo del hormigón

El modelo constitutivo utilizado en el hormigón caracteriza su comportamiento frente a las solicitudes de compresión (Figura 2), y tracción (Figura 3 y Figura 4).

Al comprimirse, el hormigón presenta un comportamiento elástico hasta alcanzar su valor medio

de resistencia a la compresión (f_{cm}), pasando a perder rigidez. A partir de este punto, el desarrollo de microfisuras provoca el ablandamiento del material, representado en la sección decreciente del diagrama.

El hormigón traccionado presenta un comportamiento elástico lineal hasta alcanzar la deformación de tracción del hormigón (ϵ_{ct}) de 0,15‰. En aproximadamente el 90% del valor promedio de la resistencia a la tracción axial del hormigón (f_{ctm}), el desarrollo de microfisuras causa una disminución en la rigidez del material, caracterizando una zona de fisuración. En tensiones cercanas a lo f_{ctm} el cuadro se intensifica, una vez que ocurre la evolución de las fisuras. A partir de este punto, el material sufre una reducción drástica en su rigidez.

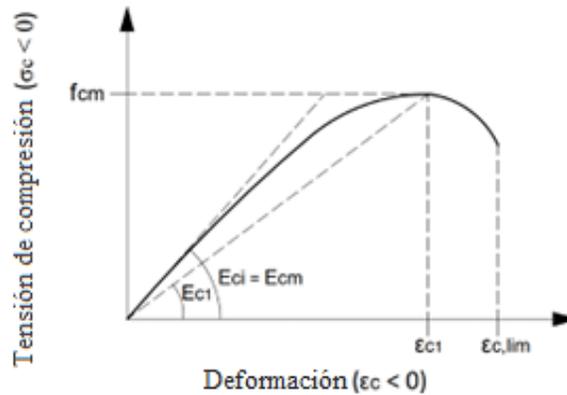


Figura 2. Diagrama tensión x deformación del hormigón comprimido (Adaptado de CEB-FIB, 2010)

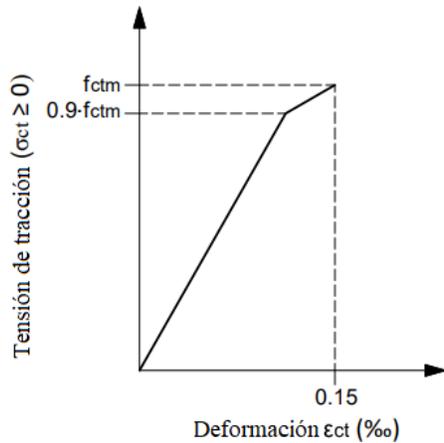


Figura 3. Diagrama tensión x deformación del hormigón traccionado en régimen elástico (Adaptado de CEB-FIB, 2010)

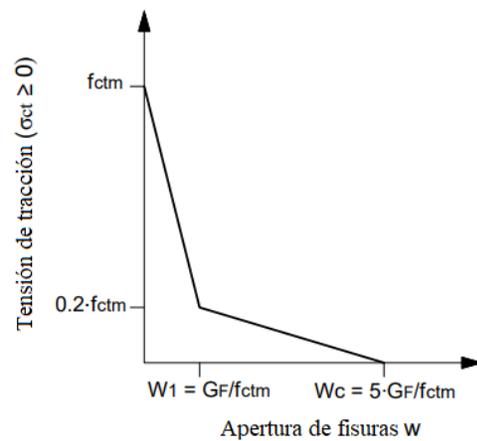


Figura 4. Diagrama tensión x apertura de fisuras en la zona de fractura (Adaptado de CEB-FIB, 2010)

El f_{cm} se definió a través de la Ecuación (2), a partir del valor característico de la resistencia a compresión del concreto (f_{ck}) y el valor estandarizado que representa la diferencia entre la resistencia promedio del concreto y su resistencia característica (Δ_f).

El módulo secante desde el origen hasta el pico de la tensión de compresión (E_{CI}) se definió mediante la ecuación (3). En esta ecuación se utilizaron las deformaciones a compresión del hormigón (ϵ_c), que van desde cero hasta la deformación final en compresión ($\epsilon_{c,lim}$) de 3,5‰, y la deformación por compresión máxima (ϵ_{c1}), obtenida a través de los valores de tabla contenidos en el CEB-FIB (2010).

Se utilizó la Ecuación (4) para determinar el módulo de elasticidad del concreto a los 28 días (E_{ci}), el cual depende del módulo de elasticidad tangente inicial (E_{co}), el parámetro en función de la

naturaleza del agregado (α_E) y el valor estandarizado (Δf), definido en consulta con CEB-FIB (2010).

El valor de la relación entre las deformaciones (η) y la constante de plasticidad (k) se definió mediante la Ecuación (5) y la Ecuación (6), respectivamente. Finalmente, se utilizó la Ecuación (7) para calcular los valores de tensión de compresión del hormigón (σ_c) y obtener la ley tensión x deformación que se presenta en el diagrama de la Figura 2.

$$f_{cm} = f_{ck} + \Delta f \quad (2) \quad \left| \quad E_{ci} = \frac{f_{cm}}{\varepsilon_{ci}} \quad (3) \quad \left| \quad E_{ci} = E_{c0} \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck} + \Delta f}{10} \right)^{1/3} \quad (4) \right. \right.$$

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{ci}} \quad (5) \quad \left| \quad k = \frac{E_{ci}}{E_{c1}} \quad (6) \quad \left| \quad \sigma_c = \left(\frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k-2) \cdot \eta} \right) \cdot f_{cm} \quad (7) \right. \right.$$

La resistencia a la tracción axial del hormigón (f_{ctm}) se definió a través de la Ecuación (8) y la Ecuación (9), de acuerdo con su f_{ck} .

En la zona de fractura, las tensiones y deformaciones se relacionan con una abertura de fisuras ficticia (w), y sus valores en puntos específicos, (w_1) y (w_c), se obtienen a través de la Ecuación (10) y la Ecuación (11), respectivamente. Finalmente, la energía de fractura (G_F) se obtuvo a través de la ecuación (12).

Vale señalar que solo conocer la apertura de fisuras en función de la energía de fractura no es suficiente para muchas aplicaciones. Así, Aitsin et al. (2008) aportan la definición de la longitud característica (l_{ch}), un valor útil para la evaluación de la apertura de fisuras en cuanto a la deformación. Esta grandeza se obtiene de la Ecuación (13).

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot (f_{ck})^{2/3} \text{ para } f_{ck} \leq 50MPa \quad (8) \quad \left| \quad w_c = 5 \cdot \frac{G_F}{f_{ctm}} \text{ cuando } \sigma_t = 0 \quad (9) \right.$$

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + 0,1 \cdot (f_{ck} + \Delta f)) \text{ para } f_{ck} > 50MPa \quad (10) \quad \left| \quad G_F = 73 \cdot f_{cm}^{0,18} \quad (11) \right.$$

$$w_1 = \frac{G_F}{f_{ctm}} \text{ cuando } \sigma_t = 0, 20 \cdot f_{ctm} \quad (12) \quad \left| \quad l_{ch} = \frac{E_{ci} \cdot G_F}{f_{ctm}^2} \quad (13) \right.$$

Las deformaciones específicas (ε_t) tenían sus valores que iban desde cero hasta el valor final de la apertura de fisuras ficticia (w_c), convertido a partir de la razón entre w_c y l_{ch} . Los valores de tensión de tracción (σ_t) se definieron hasta una deformación de 0,15‰ mediante la Ecuación (14) y la Ecuación (15), conforme el f_{ctm} . En la zona de fractura, los valores de σ_t se determinaron utilizando la Ecuación (16) y la Ecuación (17), en un intervalo que varió de 0,15‰ a w_c .

$$\sigma_t = E_{ci} \cdot \varepsilon_t \text{ para } \sigma_t \leq 0,9 \cdot f_{ctm} \quad (14)$$

$$\sigma_t = f_{ctm} \cdot \left(1 - 0,1 \cdot \frac{0,00015 - \varepsilon_t}{0,00015 - 0,9 \cdot f_{ctm} / E_{ci}} \right) \text{ para } 0,9 \cdot f_{ctm} < \sigma_t \leq f_{ctm} \quad (15)$$

$$\sigma_t = f_{ctm} \cdot \left(1 - 0,8 \cdot \frac{w}{w_1} \right) \text{ para } w \leq w_1 \quad (16)$$

$$\sigma_t = f_{ctm} \cdot \left(0,25 - 0,05 \cdot \frac{w}{w_1} \right) \text{ para } w_1 < w \leq w_c \quad (17)$$

Al final de los cálculos, los valores de σ_c y σ_t se agregaron al modelo de daño aplicado al material que representa el hormigón en las simulaciones numéricas realizadas.

2.1.2.1 Modelo de daño aplicado al hormigón

El modelo adoptado para el hormigón fue el *Concrete Damage Plasticity* (CDP), un modelo de daño con plastificación desarrollado por Lubliner et al. (1989) y perfeccionado por Lee y Fenves (1998). Dicho modelo está implementado y disponible en el software Abaqus®.

Para este modelo de material, el comportamiento en presencia de daño se representa en los diagramas de la Figura 5 y la Figura 6 y se describe matemáticamente por las leyes tensión x deformación indicadas en la Ecuación (18), para la compresión, y la Ecuación (19), para la tracción, propuestas por Hibbitt et al. (2011).

Tanto en tracción como en compresión, mientras está intacto, el hormigón muestra conservación en su módulo de elasticidad inicial (E_0). Cuando se alcanza la máxima tensión en tracción (σ_{tu}) o en compresión (σ_{cu}), se inicia el proceso de degeneración de este módulo de elasticidad a medida que se incrementan las variables de daño d_t (tracción) y d_c (compresión). Las deformaciones plásticas en tracción ε_t^{pl} y en compresión ε_c^{pl} incorporan la plastificación en el modelo.

Las variables de daño d_c y d_t se obtuvieron mediante la Ecuación (20) y la Ecuación (21), respectivamente, propuestas por Yu et al. (2010), con los valores de σ_c , σ_t , f_{cm} y f_{ctm} ya definidos anteriormente.

Finalmente, los valores de las variables de daño d_c y d_t , obtenidos con los cálculos, se agregaron al modelo de daño del hormigón.

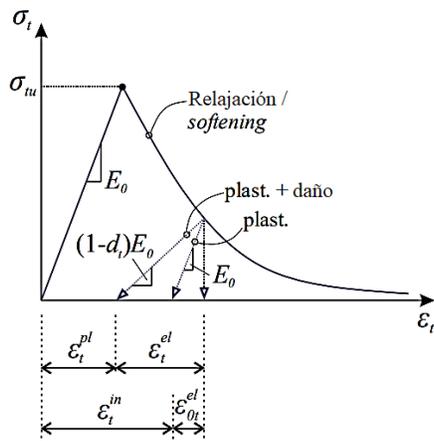


Figura 5. Relación tensión x deformación para el hormigón en tracción (Extraído de Reginato, 2020)

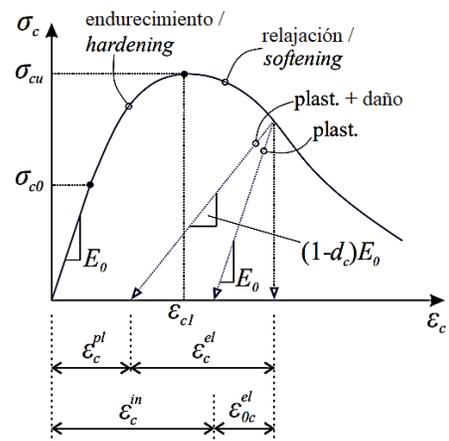


Figura 6. Relación tensión x deformación para el hormigón en compresión (Extraído de Reginato, 2020)

$$\sigma_c = (1 - d_c) E_0 \cdot (\varepsilon_c - \varepsilon_c^{pl}) \quad (18)$$

$$\sigma_t = (1 - d_t) E_0 \cdot (\varepsilon_t - \varepsilon_t^{pl}) \quad (20)$$

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{f_{cm}} \text{ para } \varepsilon_c \geq \varepsilon_{c1} \quad (19)$$

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t}{f_{ctm}} \text{ para } \varepsilon_t \geq \varepsilon_{tu} \quad (21)$$

2.2 Validación de los modelos constitutivos

Con el fin de analizar si los modelos constitutivos utilizados en la caracterización de los materiales garantizan el comportamiento esperado, se realizaron simulaciones numéricas en el software Abaqus®. En esta primera etapa se realizaron tres análisis, uno para verificar el comportamiento del acero traccionado, en un elemento de barra bidimensional, y los otros dos para verificar el

comportamiento del hormigón traccionado y comprimido, en un elemento sólido bidimensional. Los modelos constitutivos validados se aplicaron en una simulación numérica no lineal de una viga de hormigón armado. Para ello se realizó un modelado 3D en Abaqus®, utilizando elementos sólidos paralelepípedicos lineales de 8 nodos (simulando el hormigón) y elementos de barra 3D (simulando las barras de acero y los estribos). Se consideró una perfecta adherencia entre el acero y el hormigón.

Los resultados obtenidos con las simulaciones numéricas fueron comparados con los modelos teórico-analíticos propuestos en el CEB-FIB (2010), siendo representados en la Figura 7, Figura 8 y Figura 9.

Con los análisis, se pudo definir que el modelo constitutivo utilizado en la modelización numérica del acero garantizaba el comportamiento esperado, presentando solo un desvío sutil al inicio del tramo que representa su flujo con el endurecimiento. En cuanto al hormigón, los análisis permitieron observar que el material numéricamente representado simulaba satisfactoriamente el comportamiento previsto, presentando solo variaciones modestas en las zonas de falla y fractura.

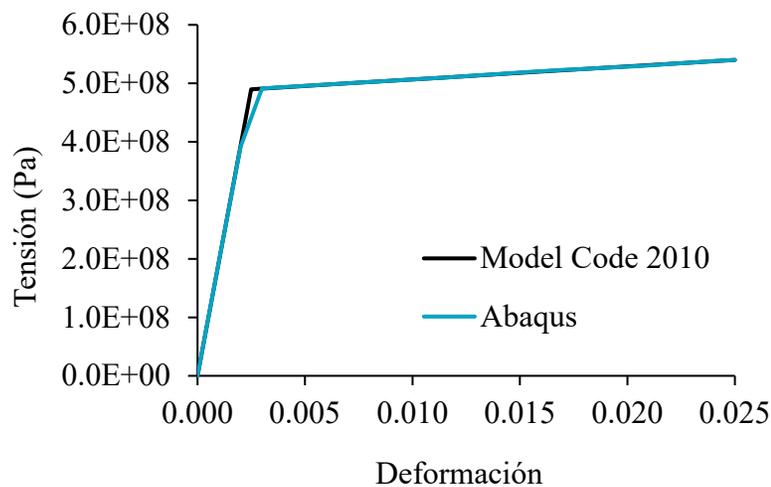


figura 7. Diagrama comparativo tensión x deformación del acero traccionado

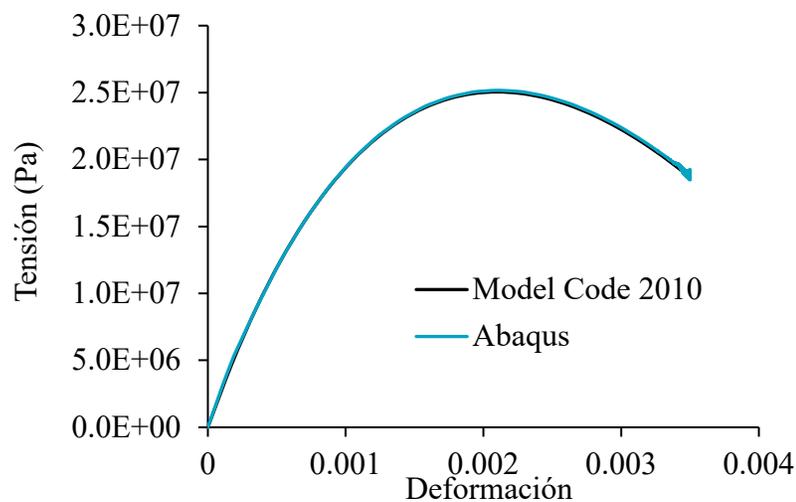


Figura 8. Diagrama comparativo tensión x deformación del hormigón comprimido

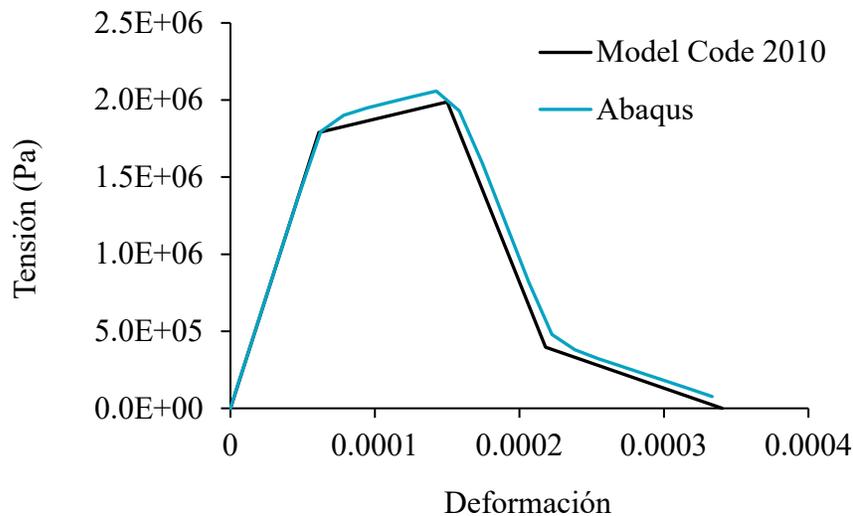


Figura 9. Diagrama comparativo tensión x deformación del hormigón traccionado

Los modelos constitutivos validados se aplicaron en la simulación numérica no lineal de una viga de hormigón armado sujeta a la aplicación de cargas. Para ello, se realizó un modelado tridimensional, utilizando elementos sólidos paralelepédicos lineales de 8 nodos, simulando el hormigón, y elementos tridimensionales de barras de acero, representando las barras y estribos, en el *software* Abaqus®. Se consideró una perfecta adherencia entre el acero y el hormigón, obtenida mediante el empotramiento de las barras de acero en el elemento de hormigón.

Las dimensiones, la tasa de refuerzo, el lugar de aplicación de las cargas sobre la viga y las propiedades elásticas de los materiales, Tabla 1, fueron registradas por Álvarez (1993). La malla estructurada de elementos finitos aplicada en el modelo pasó por pruebas de convergencia, mediante la realización de análisis lineales iterativos, aumentando el número de elementos, hasta que el desplazamiento en el centro de la viga dejó de sufrir cambios.

Tabla 1. Propiedades elásticas de los materiales (Adaptado de Álvarez, 1993)

Material	Coefficiente de Poisson	Módulo de Young (MPa)
Hormigón	0.2	29200
Acero	0.3	196000

El análisis se realizó hasta un desplazamiento de 8 mm en el centro de la viga, correspondiente a una carga P de aproximadamente 47 kN. A medida que se realizaba la aplicación progresiva de las cargas, en forma de desplazamientos prescritos, se registraban los desplazamientos en el centro de la viga.

Finalmente, se compararon los resultados con los obtenidos en el análisis experimental de Álvarez (1993) y con el modelo teórico deducido por los autores, a partir de las hipótesis de fisuración propuestas por Branson (1968). El modelo de Branson (1968) permite la consideración de una inercia media, que tiene en cuenta los efectos de la fisuración a lo largo del tramo del elemento estructural, a partir de un análisis semiprobabilístico. Tales comparaciones se representan en la Figura 10.

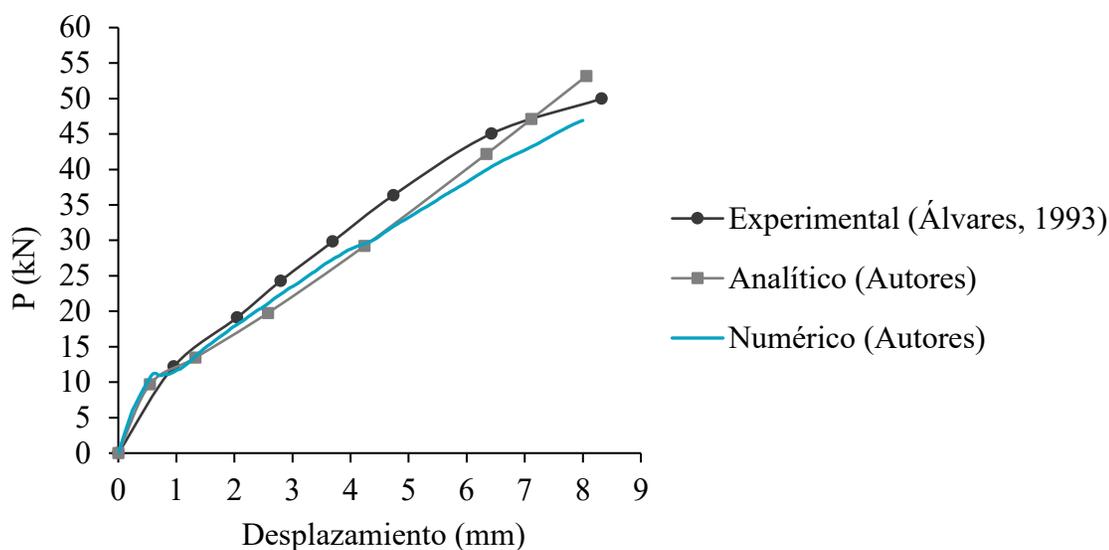


Figura 10. Diagrama comparativo carga x desplazamiento de los análisis

La viga de la simulación numérica se comportó de manera similar al análisis experimental y al modelo analítico en los Estadios I y II. Se observaron divergencias sutiles, pero se justifican por las incertidumbres asociadas a los parámetros de caracterización del hormigón. Además, existen divergencias sensibles entre las condiciones de contorno adoptadas en el modelo numérico y las presentes en el ensayo experimental.

Con la simulación numérica, también fue posible observar la evolución del daño en la estructura, representado en la Figura 11. Ocurrió el desarrollo y propagación de fisuras en el elemento conforme la aplicación de las cargas, hasta alcanzar un alto estado de degradación, de forma muy similar a lo observado por Álvares (1993) en su análisis experimental.

Después de confirmar la eficiencia de los modelos constitutivos aplicados, así como el modelo de daño utilizado para representar la degradación del hormigón, se realizó el modelado de una estructura en el *software* Abaqus®, donde se agregó la corrosión a los análisis como se discutirá en las siguientes secciones.

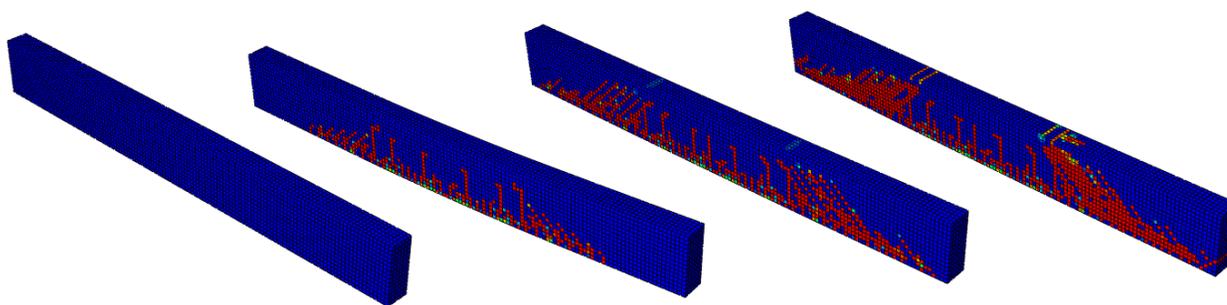


Figura 11. Evolución de fisuras en la viga

2.3 Modelado de la estructura sujeta a corrosión

En esta etapa, se presentará la idealización de la estructura estudiada, la estrategia para a simulación numérica de la degradación causada por el fenómeno de corrosión en los refuerzos y la metodología para la evaluación de la estabilidad global. También se dará información sobre la construcción del modelo en elementos finitos con el fin de permitir la reproducibilidad de la investigación.

2.3.1 Características geométricas de la estructura

La estructura escogida para las simulaciones se basa en la presentada por Wahrhaftig (2008), Figura 12. Se trata de una estructura de sección hueca y esbelta en hormigón armado, utilizada como soporte para un sistema de transmisión telefónica. Aunque las dimensiones reproducidas en el modelo numérico no son las mismas que las de la estructura real, se mantuvo la proporción del índice de esbeltez de la estructura. Así, el elemento estructural fue modelado con una altura de 14 metros y está armado con 16 barras de acero de 25 mm, dispuestas según la Figura 12.

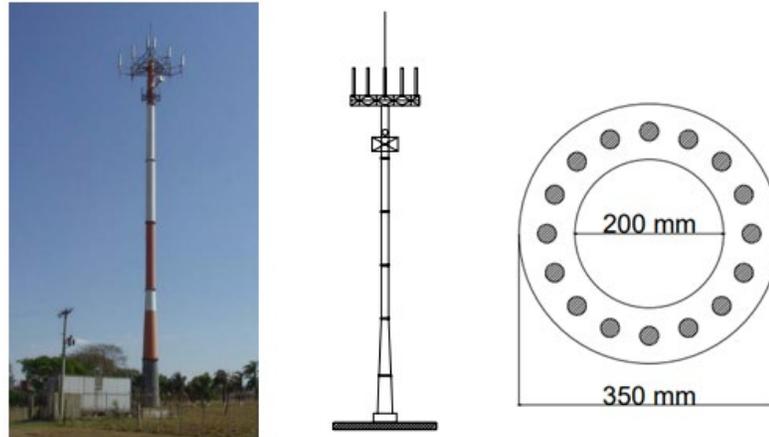


Figura 12. Estructura real aproximada por el modelo numérico (Adaptado de Wahrhaftig, 2008)

Tanto la estructura de hormigón como las barras de acero fueron modeladas con elementos sólidos lineales paralelepípedicos de 8 nudos. Las condiciones de contorno aplicadas en el modelo están compuestas por una carga vertical puntual de 5 kN, posicionada en la parte superior del elemento, como representación de las antenas, y por un engaste, posicionado en la base del elemento, ambos añadidos en el punto central de la sección. Además, las fuerzas horizontales que caracterizan la acción del viento se agregaron al modelo en forma de cargas puntuales cada 1 metro de la estructura. Finalmente, se consideró el peso propio para una gravedad de 9,81 m/s, con las masas específicas de hormigón y acero, extraídas de la ABNT NBR 6120:2019, iguales a 2400 kg/m³ y 7850 kg/m³, respectivamente.

2.3.2 Estimación del viento

El viento fue estimado a través de ecuaciones extraídas de la ABNT NBR 6123:1988 y aplicadas a la estructura como fuerzas puntuales horizontales, en cada metro, en el lado izquierdo del elemento estructural.

Inicialmente, se calculó el valor del factor S_2 , que considera la influencia de la rugosidad del terreno, las dimensiones de la edificación y su altura sobre el terreno, a través de la Ecuación (22). Con el valor del factor topográfico S_1 , considerando el terreno plano o ligeramente accidentado, el factor calculado S_2 , el factor estadístico S_3 , considerando una edificación cuya ruina total o parcial pueda afectar la seguridad o posibilidad de socorro de las personas después de una tormenta destructiva, y de la velocidad básica del viento (V_0), definida en función de la ubicación de la estructura. La velocidad básica del viento es una grandeza necesaria para la determinación de la velocidad característica del viento, V_k (Ecuación (23)).

Así, después de estas definiciones, se calculó la presión dinámica (q), utilizando la Ecuación (24), este valor es útil para calcular las fuerzas puntuales añadidas al modelo.

Por lo tanto, se calculó la fuerza de arrastre (F_a), Ecuación (25), con los valores del coeficiente de arrastre (C_a), el factor de reducción (K), la distancia vertical entre las fuerzas (H) y el diámetro

externo de la sección (D). Tales valores de F_a , calculados en cada metro, corresponden a la intensidad de las fuerzas horizontales aplicadas en la estructura.

$S_2 = b \cdot F_R \cdot Z^p$ <p>dónde</p> <p>$b = 1 ; F_R = 1 ; p = 0,085$ (22)</p> <p>Z: altura de la aplicación de la fuerza en relación con el suelo</p> $V_k = S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \cdot V_0$ <p>dónde</p> <p>$S_1 = 1 ; S_3 = 1,1 ; V_0 = 30 \text{ m/s}$ (24)</p>		$q = 0,613 \cdot V_k^2$ (23) $F_a = C_a \cdot q \cdot K \cdot H \cdot D$ <p>dónde</p> <p>$C_a = 0,60 ; K = 1$ (25)</p> <p>H: distancia vertical entre fuerzas</p> <p>D: diámetro externo de la sección</p>
---	--	--

2.3.3 Adición de la corrosión

La corrosión se agregó al modelo para verificar su influencia en la estabilidad de la estructura. La expansión generada por los productos de la corrosión se representó mediante la aplicación de desplazamientos radiales prescritos en extensiones preestablecidas del hormigón en contacto con las barras de acero afectadas por la corrosión, posicionándose en la región más afectada por la acción del viento en la estructura. El método utilizado para definir los valores de los desplazamientos radiales aplicados fue propuesto por El-Maaddawy y Soudki (2007).

La constante de flexibilidad del agujero (k) se obtuvo mediante la Ecuación (26). Es una constante que relaciona el desplazamiento radial con la presión de corrosión, teniendo en cuenta la zona porosa presente en la interfaz de contacto entre el acero y el hormigón, que debe ser inicialmente rellenada por los productos de la corrosión antes de que las tensiones expansivas generadas comiencen a crear presión sobre el hormigón circundante. Para esto, se utilizaron los valores del coeficiente de Poisson (ν), el módulo de elasticidad efectivo (E_{ef}), el diámetro de las barras de acero (D), el espesor de la zona porosa (δ_0), que oscila entre 10 y 20 μm , y el factor (ψ) calculado con la Ecuación (27), que tiene en cuenta el recubrimiento de hormigón (C).

La presión radial necesaria para producir desplazamientos en el hormigón (P_{cor}) se calculó mediante la Ecuación (28), donde el valor porcentual de pérdida de masa del acero (m_l) varió de acuerdo con la clase de resistencia del hormigón. Finalmente, fue posible definir los valores de desplazamiento en lo hormigón (δ_c) necesarios para acomodar el aumento de volumen debido a la transformación del acero en óxido, a través de la Ecuación (29).

El porcentaje de pérdida de masa de acero (m_l) se puede relacionar con la masa de acero consumida por unidad de longitud (M_{loss}) a través de la Ecuación (30), con los valores del diámetro de las barras de acero (D) y la densidad del acero (ρ_s).

$k = \frac{(1 + \nu + \psi) \cdot (D + 2\delta_0)}{2E_{ef}}$ (26)		$\delta_c = k \cdot P_{cor}$ (27)
$\psi = \frac{(D + 2\delta_0)^2}{2C \cdot (C + D + \delta_0)}$ (28)		$\left(\frac{M_{loss}}{\rho_s} \right) = \frac{m_l \cdot (\pi D^2)}{400}$ (29)

$$P_{cor} = \frac{m_1 \cdot E_{ef} \cdot D}{90,9 \cdot (1 + \nu + \psi) \cdot (D + 2\delta_0)} - \frac{2\delta_0 \cdot E_{ef}}{(1 + \nu + \psi) \cdot (D + 2\delta_0)} \quad (30)$$

2.4 Metodología para el estudio de la estabilidad global

Inicialmente, se realizaron tres simulaciones en el software Abaqus®, con el fin de verificar la estabilidad de la estructura con diferentes clases de resistencia de hormigón, que van desde C20 hasta C50. El valor del desplazamiento en la parte superior y el momento en la base de la estructura se verificaron en cada análisis realizado.

La primera etapa consistió en el cálculo del coeficiente γ_z según la ABNT NBR 6118:2014, Ecuación (31), con los valores de desplazamiento en cada metro de la estructura, medidos en el primer análisis (AN1), o sea, un análisis elástico y lineal con reducción del módulo de elasticidad (E) en un 20% (de acuerdo con el ítem 15.7.3 de la ABNT NBR 6118:2014).

El coeficiente γ_z permite evaluar la importancia de los esfuerzos globales de segundo orden en la estructura y su clasificación en función de la dislocación de los nodos, considerando una estructura de nodos fijos aquella cuyo valor de γ_z es menor o igual a 1,1. Este coeficiente depende del momento de volteo y de la suma de los productos de todas las fuerzas verticales por los desplazamientos horizontales de sus respectivos puntos de aplicación, obtenidos en el análisis de 1º orden.

Luego, se agregó la No Linealidad Geométrica (NLG) al modelo AN1, dando lugar al segundo análisis (AN2), donde la reducción del módulo de elasticidad se mantuvo en un 20%.

Con los valores de momento en la base, obtenidos en el primer y segundo análisis (AN1 y AN2), se calculó un nuevo coeficiente γ_z . Esta vez, el $\Delta M_{tot,d}$ utilizado fue la diferencia entre el momento obtenido en el segundo y en el primer análisis, mientras que el valor de $M_{1,tot,d}$ fue el del momento del primer análisis (AN1). Este cálculo solo ratificó la competencia del coeficiente γ_z como estimador de los efectos de segundo orden.

Finalmente, en el tercer análisis (AN3), el valor de E se mantuvo intacto y se agregaron al modelo la No Linealidad Física (NLF) y NLG. El coeficiente γ_z , ahora renombrado γ_{zcalc} , Ecuación (32), fue calculado y será presentado en los resultados de esta investigación.

En esta etapa, el NLF se sumó a las simulaciones a través de los modelos constitutivos de los materiales y el modelo de daño, reemplazando la reducción del módulo de elasticidad en un 20% de los modelos AN1 y AN2.

Posteriormente, se agregó la corrosión al modelo del tercer análisis y se realizaron ocho simulaciones más con cada clase de concreto. Los cuatro primeros análisis se realizaron en un modelo afectado por la corrosión en tres de sus dieciséis barras de acero, en una extensión de 5 cm (AN4 a AN7). Los demás se realizaron en un modelo con acción de la corrosión en cinco de sus dieciséis barras de acero, en una extensión de 10 cm (AN8 a AN11).

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (31)$$

Dónde
 $\Delta M_{tot,d}$ es la suma de los productos de las fuerzas verticales que actúan por los desplazamientos horizontales de sus respectivos puntos de aplicación, obtenidos en el análisis de 1° orden
 $M_{1,tot,d}$ es el momento de volteo (calculado a partir de un análisis elástico y lineal)

$$\gamma_{zcalc} = \frac{M_{2,tot,d}}{M_{1,tot,d}} \quad (32)$$

Dónde
 $M_{2,tot,d}$ es el momento total calculado a partir de un análisis de 2° orden
 $M_{1,tot,d}$ es el momento de volteo (calculado a partir de un análisis elástico y lineal)

En ambos casos, la corrosión se agregó a una distancia de 30 cm de la base del elemento, siendo esta la región de máximo momento provocado por la acción del viento. En esta etapa, el coeficiente γ_{zcalc} se calculó como se describe en la Ecuación (32).

El resumen de los análisis realizados se encuentra en el Cuadro 1. Además, es importante destacar que en todos los análisis la adherencia entre el acero y el hormigón se consideró perfecta, con la excepción de las regiones degradadas por la corrosión.

Cabe señalar que se puede consultar información adicional sobre el coeficiente γ_z , incluida su deducción matemática, en el trabajo de Franco y Vasconcelos (1991).

Cuadro 1. Resumen de los análisis realizados

Análisis	Características	
AN1	Análisis lineal físico y geométrico, con una reducción del 20% en el módulo de elasticidad	LF, LG y 0.8E
AN2	Análisis lineal físico, no lineal geométrico, con una reducción del 20% en el módulo de elasticidad	LF, NLG y 0.8E
AN3	Análisis no lineal físico y geométrico, sin reducción del módulo de elasticidad	NLF, NLG y E
AN4 a AN11	Análisis no lineal físico y geométrico, sin reducción del módulo de elasticidad, con la adición de la corrosión	NLF, NLG, E y corrosión

2.4.1 Malla de elementos finitos

La malla de elementos finitos añadida al modelo fue compuesta por elementos tridimensionales paralelepípedos lineales, por tanto, formados por 6 caras y 8 nodos.

La convergencia de la malla aplicada al modelo se realizó a través de simulaciones iterativas, sin la consideración de no linealidades, aumentando el número de elementos finitos que componen la malla, hasta que el valor del desplazamiento en la parte superior de la estructura dejó de sufrir cambios.

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

La corrosión se agregó gradualmente al modelo, de modo que el desplazamiento aplicado fue mayor en cada simulación realizada con cada clase de resistencia del hormigón, a medida que aumentaba el porcentaje de corrosión (m_I). La equivalencia entre los valores de m_I , el desplazamiento radial aplicado en el hormigón (δ_c) y la masa de acero consumida por unidad de longitud (M_{loss}) utilizados en las simulaciones se representan en la Tabla 2.

Tabla 2. Resumen de los parámetros utilizados en las simulaciones

Análisis	C20 e C30			C40 e C50			
	m_1 [%]	Desplazamiento radial, δ_c [μm]	M_{loss} [g/m]	m_1 [%]	Desplazamiento radial, δ_c [μm]	M_{loss} [g/m]	
3 barras	AN3	0.091	0.00	3.51	0.091	0.00	3.51
	AN4	0.150	8.13	5.79	0.300	28.75	11.57
	AN5	0.200	15.00	7.72	0.350	35.63	13.50
	AN6	0.250	21.88	9.65	0.400	42.51	15.43
	AN7	0.300	28.75	11.57	0.450	49.38	17.36
5 barras	AN3	0.091	0.00	3.51	0.091	0.00	3.51
	AN8	0.105	1.94	4.05	0.125	4.69	4.82
	AN9	0.110	2.63	4.24	0.138	6.41	5.31
	AN10	0.115	3.31	4.44	0.150	8.13	5.79
	AN11	0.120	4.00	4.63	0.163	9.85	6.27

Con las simulaciones se pudo verificar que los dos parámetros analizados, desplazamiento en la parte superior y momento en la base de la estructura, aumentaron con el incremento de m_1 , demostrando que la evolución de la corrosión en el refuerzo genera una reducción en la rigidez de la estructura, provocando la intensificación de sus reacciones con motivo del incremento de los esfuerzos de segundo orden. Los valores de los momentos en la base de la estructura, obtenidos con las simulaciones, se muestran en la Figura 13.

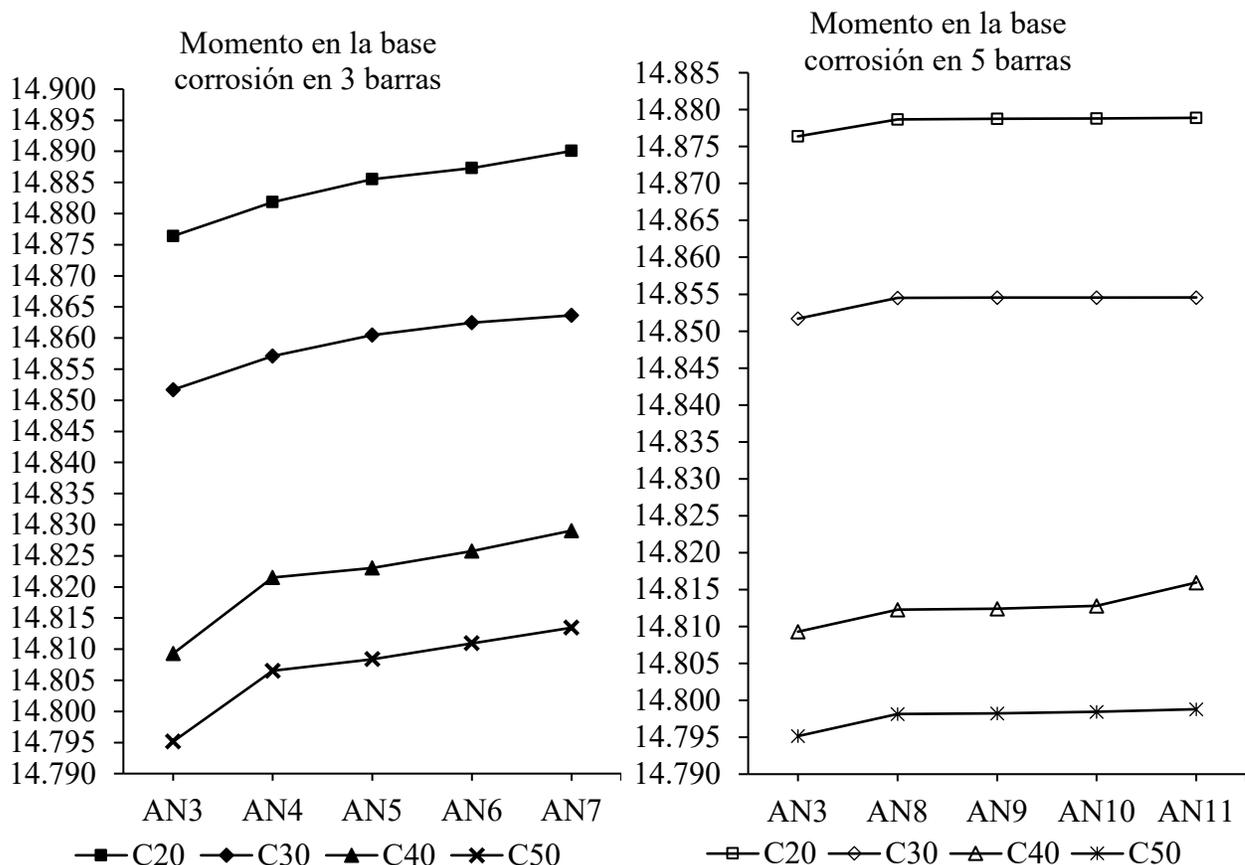


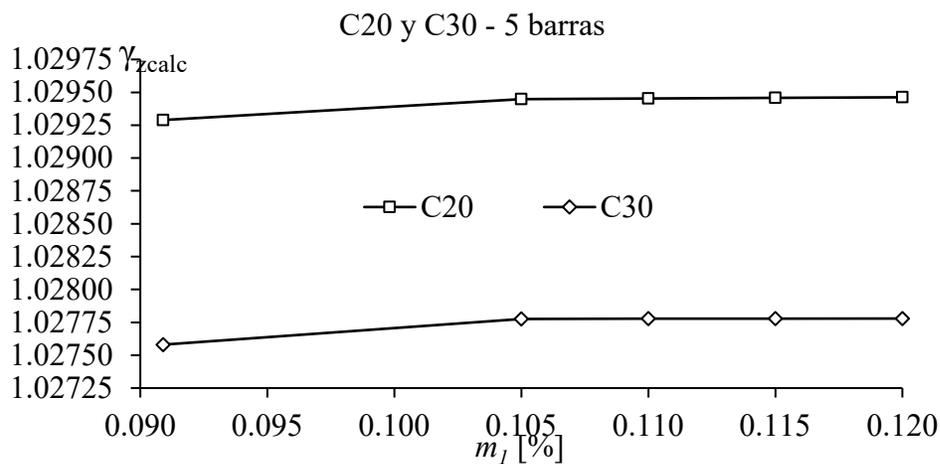
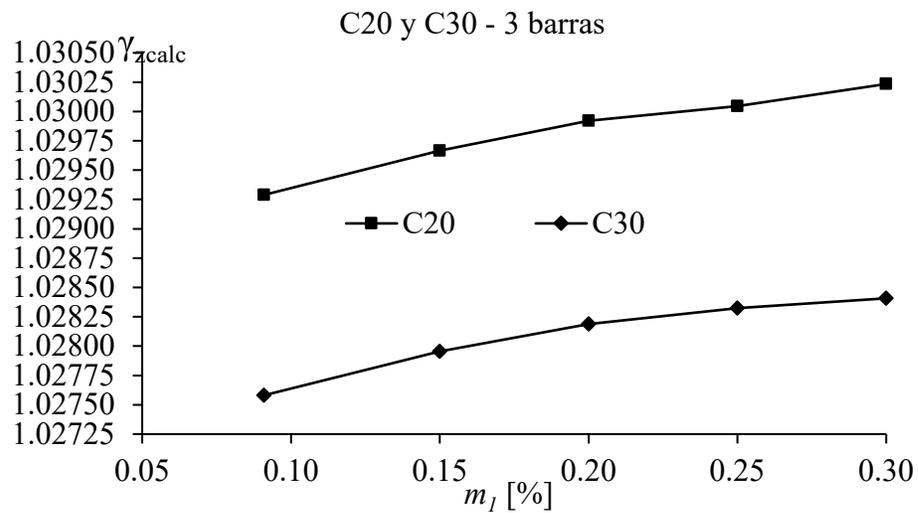
Figura 13. Valores de momento en la base de la estructura para los análisis estudiados

La Tabla 3 muestra los valores calculados de γ_{zcalc} para las simulaciones AN1, AN3 y para las simulaciones AN7, realizadas después de la adición de la corrosión, considerando todas las clases de hormigón analizadas. Los valores presentados para las simulaciones con adición de la corrosión fueron los obtenidos aplicándola en 3 barras de acero del modelo, ya que alcanzó valores superiores de γ_{zcalc} en comparación con la aplicación en 5 barras.

Tabla 3. Coeficiente γ_{zcalc}

Clase de hormigón	AN3	AN7	AN1 (NBR 6118:2014)	Relación entre AN7 y AN1 [%]
C20	1.0293	1.0302	1.0348	99.56
C30	1.0276	1.0284	1.0330	99.56
C40	1.0246	1.0260	1.0298	99.63
C50	1.0237	1.0249	1.0287	99.63

Los valores calculados de los coeficientes γ_{zcalc} están relacionados con los valores de m_I en la Figura 14. Es posible observar que en todas las clases de resistencia del hormigón, en ambas situaciones de corrosión propuestas, el γ_{zcalc} aumenta con el aumento de m_I y, en consecuencia, del desplazamiento radial causado por la corrosión, δ_c .



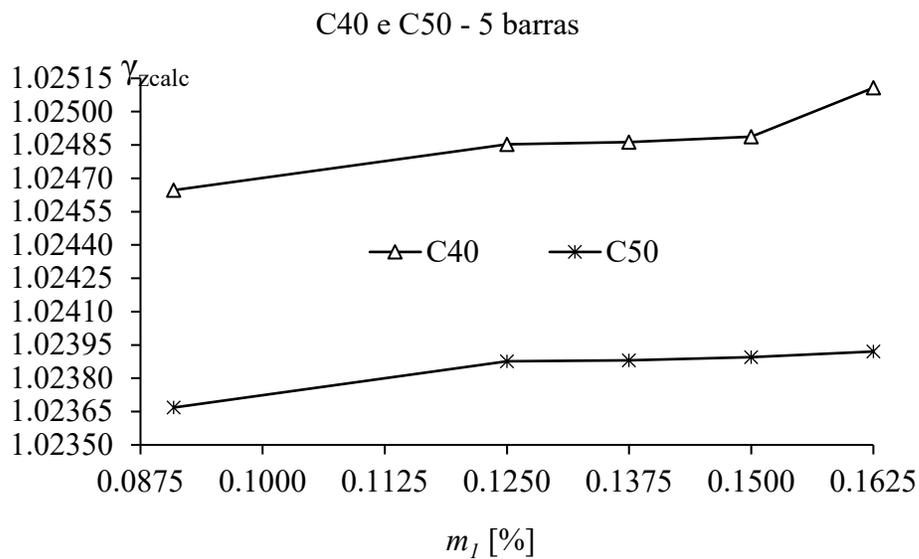
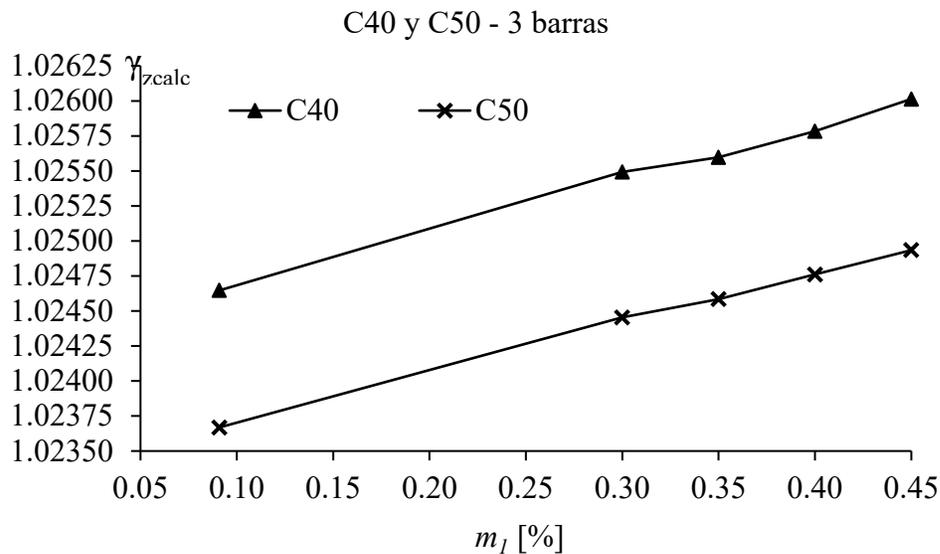


Figura 14. Relación entre m_l y el coeficiente γ_{zcalc}

Al analizar los resultados presentados en la Tabla 3 y la Figura 14, se observa que la adición de la corrosión a la simulación generó un aumento en el valor del coeficiente γ_{zcalc} en todas las clases de resistencia del hormigón analizadas. Teniendo en cuenta que el γ_{zcalc} se puede adaptar a un coeficiente de mayoración de los esfuerzos globales de 1º orden, provenientes de las cargas horizontales, es posible definir que la adición de la corrosión provocó la intensificación de los esfuerzos globales de 2º orden en la estructura.

Al relacionar los valores de γ_{zcalc} obtenidos en la AN7 y AN1, fue posible definir que los efectos de segundo orden en la estructura con la adición de la corrosión corresponden a aproximadamente el 99,6% de los determinados por la NBR 6118:2014, en todas las clases de resistencia del hormigón. Así, los valores obtenidos con base en la norma fueron superiores, demostrando que la reducción de rigidez propuesta por la norma brasileña es capaz de acomodar el nivel de corrosión evaluado en este trabajo.

Además, se observó que los hormigones con menor resistencia sufren más la acción de la corrosión, ya que presentaban valores mayores de γ_{zcalc} . Los hormigones con un f_{ck} mayor, incluso sometidos a valores mayores de m_l , presentaron resultados menores de γ_{zcalc} , demostrando una mayor resistencia a las acciones externas y a la degradación.

La Figura 15, tomada del *software* Abaqus® después de realizar las simulaciones numéricas, trae un conjunto de imágenes de la sección transversal de la estructura analizada, en la región donde se agregó la corrosión, en 3 y 5 barras de acero, con el hormigón C40. Es posible observar la evolución de las fisuras en el hormigón alrededor de las barras de acero a medida que aumenta el producto de la corrosión. La Figura 15 muestra el daño generado por las tensiones de tracción, medido a través de la variable DAMAGET (grandezza adimensional).

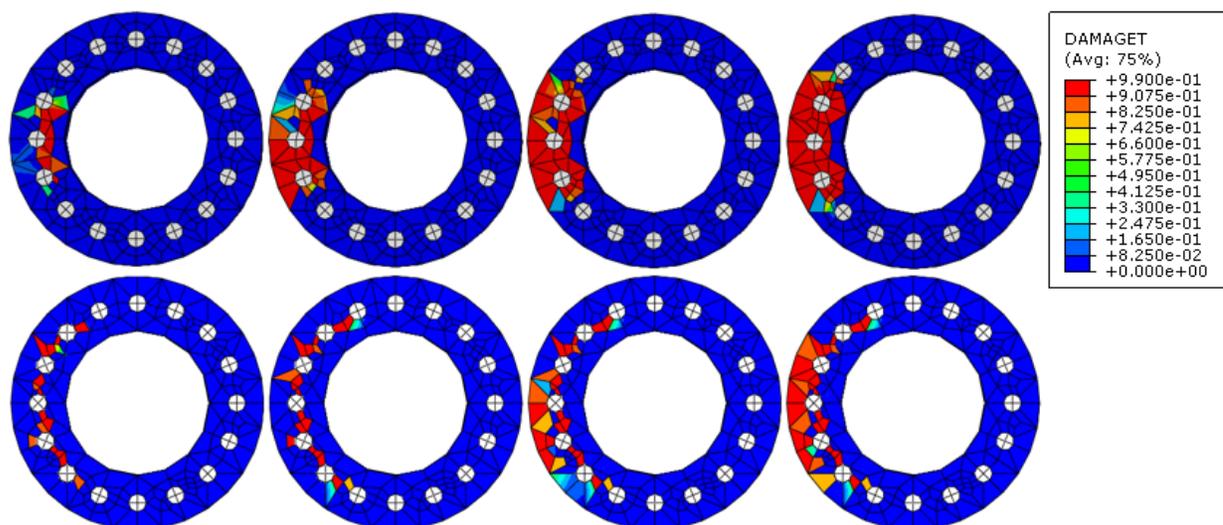


Figura 15. Evolución de los daños en la estructura en AN7 y AN11 con hormigón C40

Con la evolución del daño, la convergencia numérica se ve afectada, delimitando los valores de corrosión posibles de analizar e indicando que a partir de un cierto nivel la falla puede ocurrir no por inestabilidades en la estructura, sino por una alta tasa de degradación del hormigón en la sección transversal.

Como lo observaron Pereira Junior et al. (2016), el daño se manifestó intensamente en las regiones traccionadas de la estructura y, la medida que aumentaba la fisuración, el encuentro de microfisuras condujo al proceso de fractura del material.

El hormigón alrededor de las barras de acero afectadas por la corrosión sufrió el desarrollo de fisuras, con un aumento gradual de la degradación conforme aumentaba el porcentaje de corrosión. Finalmente, la conexión de fisuras desarrolladas alrededor de las barras aumentó los efectos de segundo orden en la estructura.

4. CONCLUSIONES

La corrosión, además de la degradación del acero, desencadena un proceso de deterioro del hormigón, comprometiendo el desempeño de la estructura frente a acciones externas y reduciendo su vida útil, ya que interfiere en su integridad, dejándola aún más susceptible al desarrollo de nuevas manifestaciones patológicas.

Este trabajo reprodujo una metodología para la simulación y validación del comportamiento mecánico de elementos estructurales en hormigón armado, sumando a esto el efecto mecánico impuesto por la corrosión, es decir, la intensificación del proceso de fisuración resultante del producto expansivo generado.

Con el presente estudio, se pudo definir que la corrosión influye negativamente en la estabilidad

de los elementos en hormigón armado, ya que intensifica los esfuerzos globales de 2º orden en la estructura. Al comparar los valores del coeficiente γ_2 obtenidos con las simulaciones después de la adición de la corrosión con los calculados a partir de la NBR 6118: 2014, fue posible definir que los métodos presentes en la norma para la consideración de no linealidades físicas en el diseño, a través de modelos simplificados, son seguros para los niveles de corrosión analizados.

Sin embargo, los modelos también indicaron que a partir de un cierto nivel de corrosión, la falla estructural asociada con la degradación del hormigón, debido al desarrollo de fisuras, puede causar la pérdida del equilibrio interno en la sección transversal, es decir, incluso antes de que el aumento en los esfuerzos de 2º orden sea crítico.

Además, la reducción de la rigidez propuesta por la norma brasileña también debe considerar el efecto reológico del hormigón armado, de modo que la presencia conjunta de estos efectos y la corrosión puedan llevar la estructura a un estado no previsto por los modelos de cálculo simplificados. De esta forma, se recomienda que futuras investigaciones analicen los efectos reológicos en presencia de niveles intensos de degradación, con el fin de precisar el nivel de seguridad proporcionado por las simplificaciones normativas en este escenario.

5. REFERENCIAS

- Aitsin, A. C. et al. (2008), *Constitutive modelling of high strength/high performance concrete*. Internation Federation for Structural Concrete (FIB). Lausanne, Switzerland, p. 125.
- Álvares, M. S. (1993), “*Estudo de um modelo de dano para o concreto: formulação, identificação paramétrica e aplicação com o emprego do método dos elementos finitos*”, Dissertação (Título de Mestre em Engenharia de Estruturas), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, p. 123.
- Amorim Júnior, N. S. A. et al. (2021), *Durability and service life analysis of metakaolin-based geopolymer concretes with respect to chloride penetration using chloride migration test and corrosion potential*. Construction and Building Materials, 287, 122970. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.122970>
- Araujo, A. D. et al. (2020), *Current condition of the exposed concrete façades reinforcement of the Vilanova Artigas building: modern architectural heritage*. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, 14. <https://doi.org/10.1590/S1983-41952021000100013>
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (1988). *NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2014). *NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimentos*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2019). *NBR 6120: Ações para o cálculo de estruturas de edificações*. Rio de Janeiro
- Ayinde, O. O. et al. (2017), *Numerical simulation of concrete degradation due to chloride-induced reinforcement corrosion*. Proceedings of the 3rd international forum on energy, environment science and materials, v. 120.
- Balestra, C. E. T. et al. (2018), *Effect of corrosion degree on mechanical properties of reinforcements buried for 60 years*. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, 11, 474-498. <https://doi.org/10.1590/S1983-41952018000300003>
- Blanco, Y. D. et al. (2019), *Natural additive (nopal mucilage) on the electrochemical properties of concrete reinforcing steel*. Revista ALCONPAT, 9(3), 260-276. <https://doi.org/10.21041/ra.v9i3.429>

- Branson, D. E. (1968), *Procedures for computing deflections*. ACI Journal, New York, n. 65.
- Dietrich, Y. P. et al. (2017), *Desempenho mecânico e análise da corrosão das armaduras em concretos produzidos com adição de resíduos de rochas ornamentais*. Matéria (Rio de Janeiro), 22. <https://doi.org/10.1590/S1517-707620170004.0225>
- El-Maaddawy, T., Soudki, K. (2007), *A model for prediction of time from corrosion initiation to corrosion cracking*. Cement & Concrete Composites, v. 29, p. 168-175. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2006.11.004>
- Favretto, F. et al. (2021), *Modelos de estimativa do grau de saturação do concreto a partir das variáveis ambientais aplicados à análise de confiabilidade de estruturas de concreto armado atacadas por íons cloreto*. Revista Matéria. 2021, 26(3): e13001. <https://doi.org/10.1590/S1517-707620210003.13001>
- Fédération Internationale du Béton/International Federation for Structural Concrete. (2010). *CEB-FIB MODEL CODE*.
- Felix, E. F. et al. (2020), *Development and analysis of a numerical model of the reinforced concrete expansion due to uniform corrosion*. Revista de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, 10(3), 300-316. <https://doi.org/10.21041/ra.v10i3.395>
- Felix, E. F., Carrazedo, R. (2021), *Análise probabilística da vida útil de lajes de concreto armado sujeitas à corrosão por carbonatação via simulação de Monte Carlo*. Matéria (Rio de Janeiro), v. 26. <https://doi.org/10.1590/S1517-707620210003.13043>
- Figueiredo, C. P. et al. (2014), *O papel do metacaulim na proteção dos concretos contra a ação deletéria de cloretos*. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, 7, 685-708. <https://doi.org/10.1590/S1983-41952014000400008>
- Franco, M., Vasconcelos, A. C. (1991). *Practical assessment of second order effects in tall buildings*. Colloquium on the CEB-FIB MC 90, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ.
- Fusco, P. B. (2008), *“Tecnologia do concreto estrutural: tópicos aplicados”*. São Paulo: PINI.
- Helene, P. R. L. (1993), *“Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado”*, Tese (Livre-docência junto ao Departamento de Engenharia de Construção civil). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, p. 231.
- Hibbitt, H. et al. (2011), *Abaqus analysis user’s manual version, 6.10*. Dassault Systèmes Simulia Corp.: providence, RI, USA.
- Lee, J., Fenves, G. L. (1998), *A plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures*. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, v. 124, p. 892- 900. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1998\)124:8\(892\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1998)124:8(892))
- Lubliner, J. et al. (1989), *A plastic-damage model for concrete*. International Journal of Solids and Structures, v. 25, n. 3, p. 299-326. [https://doi.org/10.1016/0020-7683\(89\)90050-4](https://doi.org/10.1016/0020-7683(89)90050-4)
- Mackechnie, J. R., Alexander, M. G. (2001), *Repair principles for corrosion-damaged reinforced concrete structures*. Research monograph, 5, 1-36.
- Maldonado-Bandala, E. E. et al. (2018), *Evaluation of pathological problems associated with carbonation and sulfates in a concrete tower with more than 50 years in service*. Revista ALCONPAT, 8(1), 94-107. <https://doi.org/10.21041/ra.v8i1.284>
- Malheiro, R. M. D. C. et al. (2014), *Influência da camada do revestimento de argamassa na penetração de cloretos em estruturas de concreto*. Ambiente Construído, 14, 41-55. <https://doi.org/10.1590/S1678-86212014000100005>
- Meira, G. R., Ferreira, P. R. R. (2019), *Revisão sobre ensaios acelerados para indução da corrosão desencadeada por cloretos em concreto armado*. Ambiente Construído, 19, 223-248. <https://doi.org/10.1590/s1678-86212019000400353>

- Pereira Junior, W. M. et al. (2016), *Análise numérica de vigas de concreto com fibras de aço utilizando mecânica do dano*. Revista IBRACON de estruturas e materiais, v. 9, n. 2, p. 153-191. <https://doi.org/10.1590/S1983-41952016000200002>
- Ramos, É. S., Carrazedo, R. (2020), *Cross-section modeling of the non-uniform corrosion due to chloride ingress using the positional finite element method*. Journal of the Brazilian Society of Mechanical Sciences and Engineering, 42(10), 1-18. <https://doi.org/10.1007/s40430-020-02627-5>
- Ramos, É. S., Carrazedo, R. (2021), *Numerical analysis of reinforced concrete beam subject to pitting corrosion*. Ambiente Construído, 22, 201-222. <https://doi.org/10.1590/s1678-86212022000100588>
- Reginato, L. (2020), “*Contribuição ao projeto de consolos de concreto com base em simulações numéricas*”. Dissertação (Título de Mestre em Engenharia de Estruturas), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, p. 184.
- Santos, B. et al. (2020), *Effect of the addition of metakaolin on the carbonation of Portland cement concretes*. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, 13, 1-18. <https://doi.org/10.1590/S1983-41952020000100002>
- Schvartzman, M. M. A. M. et al. (2010), *Avaliação da corrosão sob tensão em aço inoxidável AISI 321 em ambiente de reator nuclear*. Matéria (Rio de Janeiro), 15, 40-49. <https://doi.org/10.1590/S1517-70762010000100006>
- Silva, S. H. et al. (2015), *Analytic Hierarchy Process to choose the cement type to protect reinforced concrete to corrosion caused by chloride ions attack*. Revista ALCONPAT, 5(3), 174-189. https://www.scielo.org.mx/scielo.php?pid=S2007-68352015000300174&script=sci_arttext&%20lng=en
- Silvestro, L. et al. (2020), *Penetração de cloretos em concretos expostos em zona de atmosfera marinha por um período de 9 anos*. Ambiente Construído, 21, 101-118. <https://doi.org/10.1590/s1678-86212021000100496>
- Souza, V. D. B., Leonel, E. D. (2021), *Probabilistic chloride diffusion modelling in cracked concrete structures by transient BEM formulation*. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, 15. <https://doi.org/10.1590/S1983-41952022000400002>
- Teixeira, F. R. et al. (2021), *Avaliação de propriedades relacionadas à penetração de cloretos em concretos produzidos com substituição parcial de cimento por resíduo de beneficiamento de rochas ornamentais*. Matéria (Rio de Janeiro), 26. <https://doi.org/10.1590/S1517-707620210003.13029>
- Trevisol, C. A. et al. (2017), *Avaliação de inibidores de corrosão para estruturas de concreto armado*. Matéria (Rio de Janeiro), 22. <https://doi.org/10.1590/S1517-707620170004.0238>
- Verçoza, E. J. (1991), “*Patologia das edificações*”. [S.I.]: Sagra.
- Wahrhaftig, A. M. (2008), “*Uma avaliação experimental e numérica do efeito da rigidez geométrica na resposta dinâmica de estruturas esbeltas sujeitas à excitação de vento*”. Tese (Título de Doutor em Engenharia), Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, p. 209.
- Yu, T. et al. (2010), *Finite element modeling of confined concrete-II: Plastic-damage model*. Engineering Structures, v. 32, n. 3, p. 680–691. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.11.013>

Comportamiento a flexión de vigas de concreto reforzado con parámetros electroquímicos asociados con un nivel de corrosión alto

J. A. Moreno Herrera*¹, J. L. Varela Rivera¹, R. Visairo Méndez², P. Castro Borges²

*Autor de Contacto: joel.moreno@correo.uady.mx

DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v12i3.630>

Recepción: 16/07/2022 | Aceptación: 17/08/2022 | Publicación: 01/09/2022

RESUMEN

En este trabajo se evaluó el cambio en el comportamiento a flexión de vigas de concreto reforzado. Se consideraron vigas sin corrosión y vigas con parámetros electroquímicos asociados con un nivel de corrosión alto. Los parámetros electroquímicos considerados fueron la velocidad de corrosión, la resistividad eléctrica y la concentración de cloruros. Las vigas se ensayaron bajo cargas verticales incrementales hasta la falla. Se presentan los patrones de agrietamiento, las cargas de fluencia y máxima, la rigidez de fluencia y la ductilidad de desplazamiento de las vigas. Con base en el análisis de estos parámetros estructurales se concluye que el comportamiento a flexión de las vigas con y sin corrosión fue similar.

Palabras clave: vigas de concreto reforzado; corrosión; cargas sostenidas; comportamiento estructural; comportamiento electroquímico.

Citar como: Moreno Herrera, J. A., Varela Rivera, J. L., Visairo Méndez, R., Castro Borges, P. (2022), "Comportamiento a flexión de vigas de concreto reforzado con parámetros electroquímicos asociados con un nivel de corrosión alto", Revista ALCONPAT, 12 (3), pp. 422 – 432, DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v12i3.630>

¹ Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Yucatán, México.

² Centro de Investigación y de Estudios Avanzados, IPN, Unidad Mérida, México.

Contribución de cada autor

En este trabajo, Joel Moreno Herrera contribuyó con el diseño del ensaye (100%), el análisis del comportamiento estructural de las vigas (50%), así como la redacción del artículo (100%); Jorge Luis Varela Rivera contribuyó con el análisis del comportamiento estructural de las vigas (50%); Rebeca Visairo Méndez contribuyó con la medición de los parámetros electroquímicos (100%), el ensaye de las vigas durante sus estudios de maestría (100%), y el análisis sobre el comportamiento electroquímico (50%); Pedro Castro Borges contribuyó con el análisis sobre el comportamiento electroquímico (50%).

Licencia Creative Commons

Los derechos de autor (2022) son propiedad de los autores. Este trabajo es un artículo de acceso abierto publicado bajo los términos y condiciones de una licencia internacional Creative Commons Attribution 4.0 International License ([CC BY 4.0](https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/)).

Discusiones y correcciones posteriores a la publicación

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el tercer número del año 2023 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del segundo número del año 2023.

Flexural behavior of reinforced concrete beams with electrochemical parameters associated with high level of corrosion

ABSTRACT

In this work the change in the flexural behavior of reinforced concrete beams was evaluated. Beams without corrosion and beams with electrochemical parameters associated with high level of corrosion were considered. The electrochemical parameters considered were the corrosion rate, the electrical resistivity, and the concentration of chlorides. Beams were subjected to vertical incremental loads until failure. Cracking patterns, yielding loads, maximum loads, yielding stiffnesses, and displacement ductilities of beams are presented. Based on the analysis of these structural parameters it is concluded that the flexural behavior of beams with and without corrosion was similar.

Keywords: reinforced concrete beams; corrosion; sustained loads; structural behavior; electrochemical behavior.

Comportamento à flexão de vigas de concreto armado com parâmetros eletroquímicos associados a um alto nível de corrosão

RESUMO

Neste trabalho, avaliou-se a mudança no comportamento de flexão de vigas de concreto armado. Foram consideradas vigas sem corrosão e vigas com parâmetros eletroquímicos associados a um alto nível de corrosão. Os parâmetros eletroquímicos considerados foram a taxa de corrosão, resistividade elétrica e concentração de cloretos. As vigas foram ensaiadas sob cargas verticais incrementais até a ruptura. São apresentados padrões de fissuração, cargas de escoamento, cargas máximas, rigidez de escoamento e ductilidade de deslocamento das vigas. Com base na análise desses parâmetros estruturais conclui-se que o comportamento de flexão das vigas com e sem corrosão foi semelhante.

Palavras chave: vigas de concreto armado; corrosão; cargas sustentadas; comportamento estrutural; comportamento eletroquímico.

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

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

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

La reproducción total o parcial de los contenidos e imágenes de la publicación se realiza en apego al código COPE y a la licencia CC BY 4.0 de la Revista ALCONPAT.

1. INTRODUCCIÓN

El concreto reforzado (CR) es uno de los materiales más utilizados en la industria de la construcción alrededor del mundo. La producción anual global de concreto se estima en aproximadamente 11000 millones de metros cúbicos (Ceballos, 2016). Uno de los principales problemas que afectan la seguridad y la durabilidad de las estructuras de concreto reforzado es la corrosión (Rodríguez, 2014). La corrosión se puede iniciar cuando agentes agresivos tales como los cloruros, sulfatos y dióxido de carbono, entre otros, penetran en el concreto (Castro, 1988). La corrosión puede inducir una degradación en las propiedades físicas y mecánicas del acero de refuerzo. Dicha degradación se atribuye a cambios en la composición química debidos a la reacción química del acero con los agentes agresivos del ambiente que lo rodea (Maldonado-López, 1996). La corrosión puede producir daños en elementos de CR como son los agrietamientos y el desprendimiento del recubrimiento del acero de refuerzo. Dichos daños causan pérdidas en la resistencia y la capacidad de deformación de elementos de CR, poniendo en riesgo la seguridad de las estructuras. Los daños en estructuras asociados a la corrosión generan gastos y pérdidas económicas importantes en muchos países (Vázquez-Castillo, 1998). El costo anual de reparaciones en estructuras de CR en el Reino Unido es de aproximadamente 755 millones de libras esterlinas (Rodríguez, 2014). En EE. UU., el costo por mantenimiento y reparaciones de infraestructura costera se estima en 660 millones de dólares (Xianming et al. 2012). Por lo que, las medidas de prevención, evaluación y control adecuado de la corrosión son de suma importancia.

La normatividad mexicana vigente sobre durabilidad de estructuras de concreto reforzado se enfoca principalmente en dos aspectos, prevención y evaluación. En las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCC-2017) se especifican recomendaciones enfocadas en la prevención de la corrosión. En dichas normas se proponen recomendaciones mínimas para la resistencia a compresión del concreto y para el espesor del recubrimiento de concreto de elementos estructurales en función de niveles de exposición al ambiente. Por otro lado, existen normas donde se especifican recomendaciones basadas principalmente en el comportamiento electroquímico de vigas de concreto reforzado. Por ejemplo, en las NMX-C-514-ONNCCE-2016 se establecen niveles de corrosión en función de la velocidad de corrosión. Adicionalmente, en las NMX-C-523-ONNCCE-2015 se establecen niveles de riesgo de corrosión en función de la resistividad eléctrica del concreto. Dichas normas no están explícitamente asociadas con el comportamiento estructural de elementos de concreto reforzado.

Existen algunos estudios donde se evalúa el comportamiento estructural de elementos de concreto reforzado afectados por la corrosión. Las variables más estudiadas han sido el nivel de corrosión (Gu et al., 2010; Ou et al., 2016; Ye et al., 2018), el diámetro del acero de refuerzo longitudinal a tensión (Gu et al., 2010; Ou et al., 2016; Shaikh, 2018) y la magnitud de las cargas sostenidas (Tachibana et al., 1990; Castel et al., 2000; Vidal et al., 2007; Torres et al., 2007; Juárez et al., 2011; Ye et al., 2018). Por su parte, existen estudios sobre el comportamiento electroquímico de vigas de concreto reforzado afectados por corrosión (Andrade y González, 1978; Andrade et al., 1993; Elsener et al., 2003). En los estudios anteriores se observa que se ha considerado por separado el comportamiento estructural y el comportamiento electroquímico de los elementos. Se encontró sólo un estudio donde se correlacionan el comportamiento estructural y electroquímico de vigas de CR (Yu et al., 2015). Sin embargo, en dicho estudio sólo se ensayaron 2 vigas con corrosión. El único parámetro considerado para relacionar el comportamiento estructural y electroquímico fue la velocidad de corrosión. Con base en la revisión de los estudios anteriores, se observa que aún se requieren más estudios experimentales donde se relacionen otros parámetros que definan el comportamiento estructural y electroquímico de vigas de CR. Los parámetros más utilizados para evaluar el comportamiento estructural a flexión de vigas de concreto reforzado son la resistencia, la rigidez y la capacidad de deformación. Los parámetros más utilizados para evaluar

el comportamiento electroquímico son la velocidad de corrosión, el potencial de corrosión, la resistividad eléctrica del concreto y la concentración de cloruros. Las relaciones entre los parámetros anteriores permitirán evaluar mejor las estructuras afectadas por corrosión.

El objetivo de este trabajo es evaluar el cambio en el comportamiento a flexión de vigas de concreto reforzado. Se consideraron vigas sin corrosión y vigas con parámetros electroquímicos asociados con un nivel de corrosión alto. Dichas vigas se tomaron del trabajo de Moreno-Herrera et al. (2022).

2. METODOLOGÍA

2.1 Características de vigas existentes

Se tienen 8 vigas de concreto reforzado, 4 de control y 4 con corrosión (Moreno-Herrera et al., 2022). Las dimensiones de las vigas fueron de 15 x 30 x 350 cm (ancho x peralte x longitud). Las vigas se diseñaron para inducir un comportamiento por flexión. El acero de refuerzo longitudinal consistió en 2 barras #4 (13 mm de diámetro) en la zona de tensión y 2 barras #3 (9.5 mm de diámetro) en la zona de compresión. Se utilizaron barras corrugadas con resistencia nominal a la fluencia (f_y) de 411.88 MPa (4200 kg/cm²). El acero de refuerzo transversal consistió en estribos #2 (64 mm de diámetro) espaciados cada 130 mm. Se utilizaron barras lisas con resistencia nominal a la fluencia de 227.51 MPa (2320 kg/cm²). El recubrimiento libre del acero de refuerzo longitudinal fue de 25 mm. La resistencia a compresión promedio del concreto fue de 17.53 MPa (178.75 kg/cm²). Se utilizó cemento Portland compuesto, agregado calizo triturado de alta absorción, tamaño máximo del agregado de 19 mm, una relación agua/cemento de 0.62 y un revenimiento de 100 mm. Las vigas fueron construidas por un trabajador experimentado. El acero de refuerzo transversal se pintó con esmalte alquidálico anticorrosivo. Lo anterior para inducir la corrosión exclusivamente en el acero de refuerzo longitudinal. Para el caso de las vigas de control, el concreto se colocó y compactó de forma tradicional. Para el caso de las vigas con corrosión, el concreto se colocó en dos capas de 150 mm de altura. En la primera se colocó concreto contaminado con cloruros (1.5% del peso de cemento). En la segunda capa se colocó concreto normal. Las vigas se almacenaron y curaron con agua por un periodo de 28 días.

Las vigas se sometieron a cargas verticales incrementales hasta alcanzar los esfuerzos de tensión objetivo en el acero de refuerzo longitudinal (Tabla 1). Las cargas se aplicaron utilizando un sistema de carga a cuatro puntos (Figura 1). Con este sistema de carga, las vigas estuvieron sujetas a momento flexionante constante y fuerza cortante nula en el tercio central de las vigas. En la Tabla 1, VC se refiere a vigas control y VCC a vigas con corrosión, 0.4 y 0.8 se refieren a los porcentajes de esfuerzo de tensión objetivo en el acero de refuerzo longitudinal (40% y 80% de f_y). En Tabla 1 se incluye la carga asociada con el agrietamiento por flexión (P_{cr}) y su correspondiente desplazamiento (Δ_{cr}), la carga asociada con el esfuerzo de tensión objetivo (P_{m1}) y su correspondiente desplazamiento (Δ_{m1}), así como la rigidez inicial (K_o) y la rigidez posterior al agrietamiento (K_{cr}) de las vigas. La rigidez inicial se calculó con P_{cr} y Δ_{cr} . La rigidez posterior al agrietamiento se calculó con P_{cr} y P_{m1} .

Tabla 1. Parámetros estructurales iniciales de las vigas (Moreno-Herrera et al., 2022)

Viga	P_{cr} (kN)	Δ_{cr} (mm)	P_{m1} (kN)	Δ_{m1} (mm)	K_o (kN/mm)	K_{cr} (kN/mm)
VC1-0.4	7.69	0.83	18.17	4.32	10.30	3.00
VC2-0.4	5.20	0.45	18.29	4.25	12.90	3.44
VC1-0.8	8.03	0.80	35.80	10.63	11.18	2.82
VC2-0.8	5.40	0.68	35.31	11.77	8.86	2.70
VCC1-0.4	7.61	0.80	17.88	4.38	10.55	2.87
VCC2-0.4	9.74	0.98	18.37	4.09	11.21	2.78
VCC1-0.8	9.11	1.00	36.11	10.93	10.20	2.72
VCC2-0.8	7.93	0.92	36.37	11.17	9.56	2.78

2.2 Cargas sostenidas y corrosión acelerada en vigas existentes

Las vigas estuvieron sujetas a cargas sostenidas durante un período de 166 días (Moreno-Herrera et al., 2022). Se consideraron cargas sostenidas asociadas con los esfuerzos de tensión objetivo (Tabla 1). Las cargas sostenidas generaron la misma distribución de momentos flexionantes y fuerzas cortantes en las vigas obtenidas con el sistema de carga a cuatro puntos descrito anteriormente. Durante dicho período se aplicaron ciclos de humedecimiento y secado para inducir la corrosión acelerada. Se humedecieron las vigas cada 12 horas, una vez con agua potable y una con una solución salina al 3.5%. La concentración de cloruros en la solución utilizada es similar a la del agua de mar. En la Tabla 2 se presentan los valores máximos observados de velocidad de corrosión en el acero de refuerzo longitudinal a tensión, y resistividad eléctrica y concentración de cloruros en el concreto de las vigas. La velocidad de corrosión y la resistividad eléctrica se midieron con un corrosímetro (James Instruments, 2010). La concentración de cloruros se obtuvo de acuerdo con la norma NMX-C.523-ONNCCE-2015.

Tabla 2. Parámetros electroquímicos de las vigas (Moreno-Herrera et al., 2022)

Viga	Velocidad de corrosión ($\mu\text{Amp}/\text{cm}^2$)	Resistividad eléctrica del concreto ($\text{k}\Omega \cdot \text{cm}$)	Concentración de cloruros (% por peso de cemento)
VC1-0.4	0.45	11.97	0.3034
VC2-0.4			
VC1-0.8	0.65	11.08	0.3295
VC2-0.8			
VCC1-0.4	7.01	1.37	2.5853
VCC2-0.4			
VCC1-0.8	5.66	2.47	3.2038
VCC2-0.8			

En la Tabla 2 se observa que la velocidad de corrosión máxima de las vigas control (VC) estuvo asociada con un bajo a moderado nivel de corrosión (0.1 a $0.5 \mu\text{Amp}/\text{cm}^2$) (NMX-C-501-ONNCCE-2015); la resistividad eléctrica estuvo asociada con un bajo a moderado riesgo de corrosión (10 a $50 \text{k}\Omega \cdot \text{cm}$) (NMX-C-514-ONNCCE-2016); la concentración de cloruros fue menor que el valor límite de 0.52 propuesto para concreto fabricado con agregados calcáreos y con una relación a/c de 0.6 (Castro et al., 1993). Por otro lado, en la Tabla 2 se observa que la velocidad de corrosión de las vigas con corrosión (VCC) estuvo asociada con un alto nivel de corrosión (mayor que $1 \mu\text{Amp}/\text{cm}^2$); la resistividad eléctrica estuvo asociada con un alto riesgo de corrosión

(menor que $10 \text{ k}\Omega \cdot \text{cm}$); la concentración de cloruros fue al menos 5 veces mayor que el valor límite. Con base en lo anterior, se observa que, desde el punto de vista electroquímico, se tiene vigas con parámetros asociados con un nivel de corrosión alto.

Para las vigas sometidas al mismo esfuerzo de tensión objetivo, en general el patrón de agrietamiento fue similar. Para las vigas con esfuerzo de tensión objetivo de $0.8 f_y$, se observaron mayores anchos y longitudes de grietas que las observadas en vigas con esfuerzo de $0.4 f_y$. Lo anterior se debió a que las cargas aplicadas para el esfuerzo de $0.8 f_y$ fueron mayores. Posterior a la inducción de la corrosión, los patrones de agrietamiento fueron similares que los observados previo a la aplicación de la técnica de corrosión.

2.3 Sistema de carga e instrumentación para ensaye de vigas existentes

Las vigas control y con corrosión se ensayaron bajo cargas verticales incrementales hasta la falla. Las vigas se ensayaron posterior al periodo de aplicación de las cargas sostenidas y la inducción de la corrosión. Se utilizó el mismo sistema de carga a cuatro puntos descrito anteriormente (Figura 1). Las cargas se aplicaron utilizando un actuador hidráulico, y se midieron utilizando una celda de carga. Los desplazamientos verticales a la longitud media de las vigas se midieron utilizando dos potenciómetros lineales. Las deformaciones unitarias en el acero de refuerzo longitudinal a tensión se midieron utilizando galgas extensométricas. Previo a la colocación del concreto, las galgas extensométricas se pegaron al acero de refuerzo longitudinal a tensión (Moreno-Herrera et al., 2022).

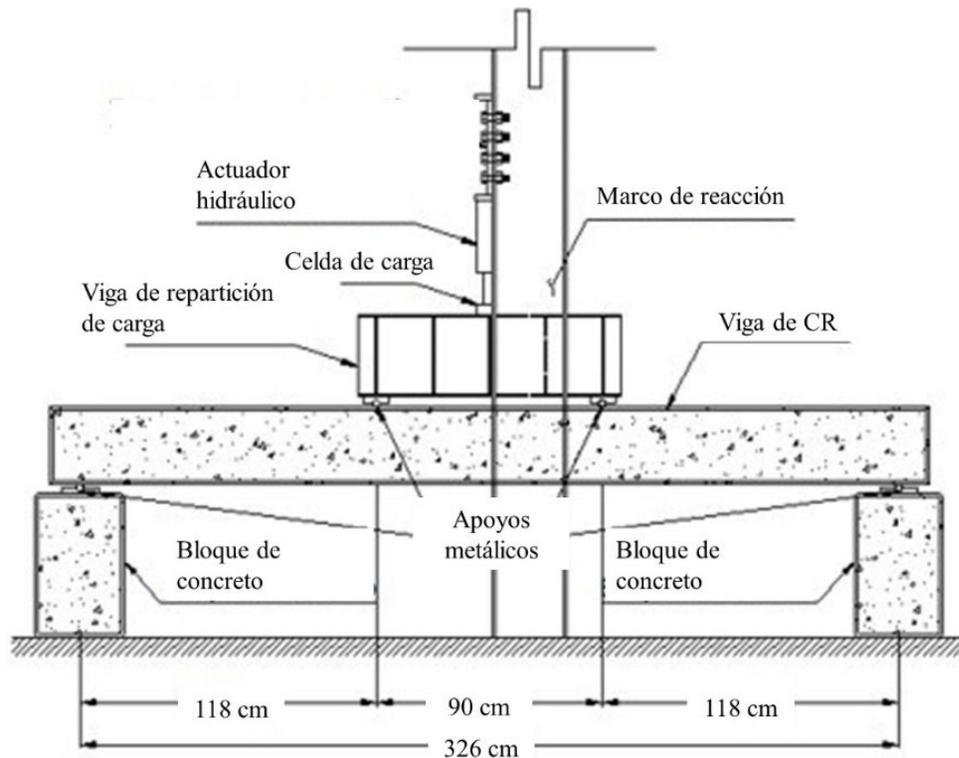


Figura 1. Sistema de carga a cuatro puntos

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

En la Figura 2 se presenta el patrón de agrietamiento final de las vigas. El patrón de agrietamiento fue similar, tanto para las vigas control como para las vigas con corrosión. Dicho patrón se

caracterizó por la formación de grietas verticales por flexión en la parte central de las vigas y grietas inclinadas por flexo-cortante en los extremos.

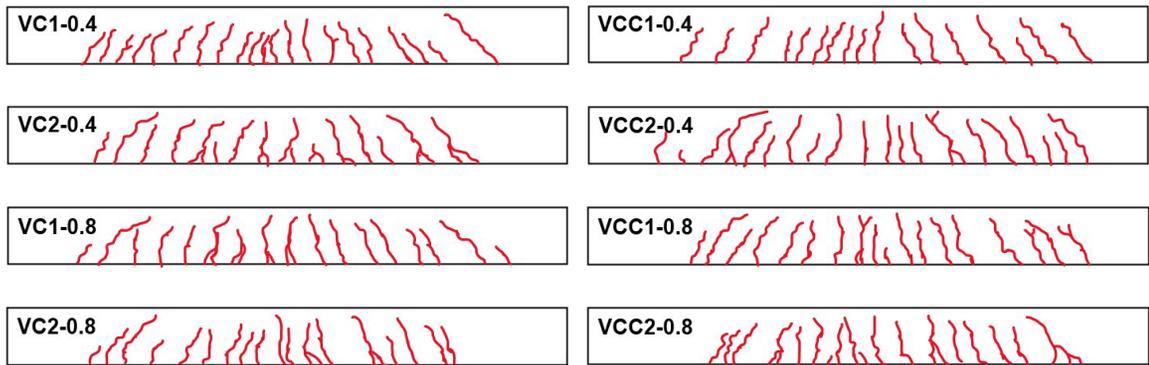


Figura 2. Patrones de agrietamiento final de las vigas

En la Figura 3 se presentan las curvas carga – desplazamiento de las vigas. En la Tabla 3 se presenta la carga de fluencia (P_y) y el correspondiente desplazamiento de fluencia (Δ_y), así como la carga máxima (P_{m2}) y el correspondiente desplazamiento máximo (Δ_{m2}) de las vigas. Las cargas de fluencia se determinaron utilizando las deformaciones unitarias medidas con las galgas extensométricas de las vigas. En la Tabla 3 se incluye la rigidez inicial a la fluencia (K_y) y la ductilidad de desplazamiento (μ) de las vigas. La rigidez inicial a la fluencia se calculó utilizando la carga de fluencia. La ductilidad de desplazamiento se calculó como la relación entre el desplazamiento máximo y el desplazamiento de fluencia correspondiente de cada viga. Para la viga VCC1-0.8 sólo se reporta la carga máxima y su correspondiente desplazamiento debido a que se tuvieron problemas con las mediciones de las galgas extensométricas.

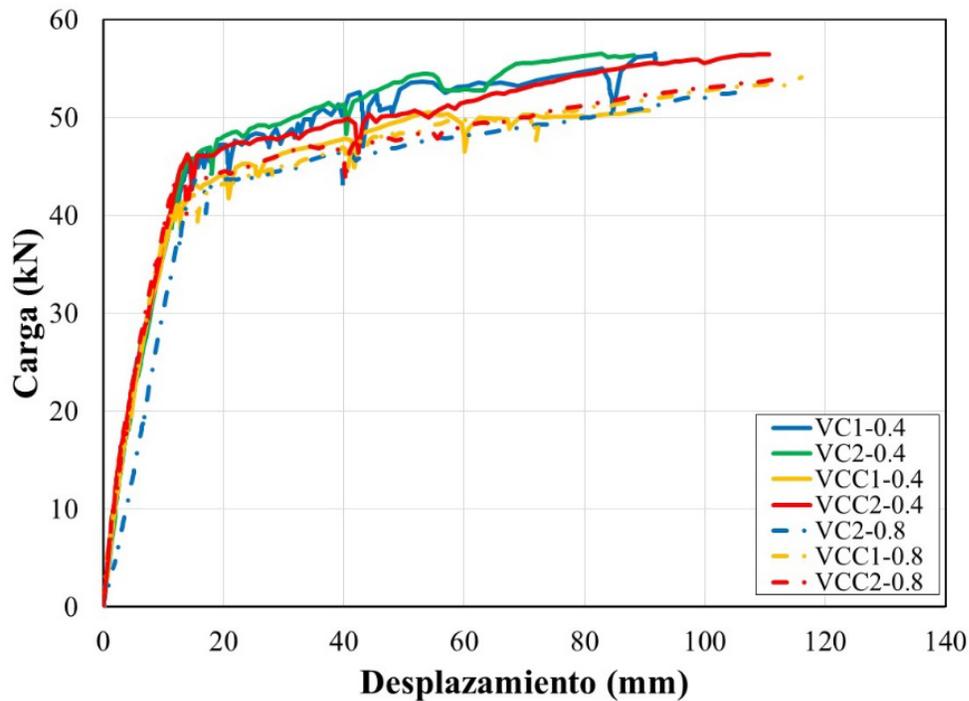


Figura 3. Curvas carga – desplazamiento vertical

Tabla 3. Parámetros estructurales de vigas ensayadas a la falla

Viga	P_y (kN)	Δ_y (mm)	P_{m2} (kN)	Δ_{m2} (mm)	K_y (kN/mm)	μ (Δ_{m2}/Δ_y)
VC1-0.4	43.47	13.08	56.54	91.79	3.32	7.02
VC2-0.4	44.09	13.24	54.45	88.18	3.33	6.66
VC1-0.8	--	--	52.93	119.30	--	--
VC2-0.8	42.52	14.35	52.56	105.87	2.96	7.38
Promedio	43.36	13.56	54.12	101.28	3.21	7.02
CV	0.02	0.05	0.03	0.14	0.07	0.05
VCC1-0.4	42.63	14.11	50.70	90.72	3.02	6.43
VCC2-0.4	46.13	15.59	56.48	110.66	2.96	7.10
VCC1-0.8	41.92	16.54	54.10	116.03	2.53	7.02
VCC2-0.8	42.93	14.44	53.92	112.79	2.97	7.81
Promedio	43.30	15.17	53.80	107.55	2.87	7.09
CV	0.04	0.07	0.04	0.11	0.08	0.08

En la Tabla 3 se observa que el promedio de las cargas de fluencia y el promedio de las cargas máximas junto con sus correspondientes desplazamientos promedio fueron similares para todas las vigas, respectivamente. La relación entre el promedio de las cargas de fluencia de las vigas con corrosión y el promedio de las cargas de fluencia de las vigas control fue de 0.99. A su vez, la relación entre el promedio de las cargas máximas de las vigas con corrosión y el promedio de las cargas máximas de las vigas control fue de 1.01.

Adicionalmente, en la Tabla 3 se observa que el promedio de la rigidez inicial a la fluencia fue similar para todas las vigas. La relación entre el promedio de las rigideces iniciales a la fluencia de las vigas con corrosión y el promedio de las rigideces iniciales de fluencia de las vigas control fue de 0.90. Finalmente, en la Tabla 3 se observa que el promedio de las ductilidades de desplazamiento de las vigas fue similar. La relación entre el promedio de las ductilidades de desplazamiento de las vigas con corrosión y el promedio de ductilidades de desplazamiento de las vigas control fue de 1.01.

Aun cuando los valores de los parámetros electroquímicos de las vigas con corrosión indicaban un nivel de corrosión alto, no se observó una diferencia significativa en el comportamiento estructural a flexión de las vigas con corrosión, comparado con el de las vigas control. La carga de fluencia, la carga máxima, la rigidez inicial a la fluencia y la ductilidad de desplazamiento de las vigas estudiadas fueron similares. Aunque los parámetros anteriores son adecuados desde el punto de vista estructural, los parámetros electroquímicos indican un riesgo en la durabilidad de las vigas. Por tanto, desde el punto de vista electroquímico, se deberían tomar medidas para mitigar la corrosión en dichas vigas.

4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se ensayaron ocho vigas de concreto reforzado bajo cargas verticales incrementales hasta la falla. Se consideraron vigas sin corrosión y vigas con parámetros electroquímicos asociados con un nivel de corrosión alto. Con base en los resultados obtenidos en este trabajo, se presentan las siguientes conclusiones y recomendaciones:

- El patrón de agrietamiento final de las vigas control y las vigas con corrosión fue similar. El patrón se caracterizó por la formación de grietas verticales por flexión en la parte central de las vigas y grietas inclinadas por flexo-cortante en los extremos.

- Aun cuando los valores de los parámetros electroquímicos de las vigas con corrosión indicaban un nivel de corrosión alto, no se observó una diferencia significativa en el comportamiento estructural a flexión de las vigas con corrosión, comparado con el de las vigas control. La carga de fluencia, la carga máxima, la rigidez inicial a la fluencia y la ductilidad de desplazamiento de las vigas con y sin corrosión estudiadas fueron similares.
- Aunque los parámetros del comportamiento a flexión estudiados son adecuados desde el punto de vista estructural, los parámetros electroquímicos indican un riesgo en la durabilidad de las vigas. Por tanto, se deberían tomar medidas para mitigar la corrosión en las vigas.
- Se recomienda estudiar vigas con parámetros electroquímicos asociados a mayores niveles de corrosión que los considerados en este trabajo. Se deben considerar adicionalmente parámetros físicos como son los agrietamientos y las manchas asociadas a mayores niveles de corrosión. Estos parámetros físicos no fueron observados en las vigas estudiadas. Lo anterior permitirá establecer relaciones entre diferentes niveles de corrosión y el correspondiente daño estructural en vigas de concreto reforzado. De esta forma se podría obtener la relación entre los parámetros electroquímico y estructurales de las vigas. Se pueden definir niveles de corrosión en función de parámetros estructurales como son pérdida de resistencia, rigidez o capacidad de deformación. Por su parte, los parámetros físicos se pueden evaluar en función de los anchos y longitudes de grietas longitudinales al acero de refuerzo. Este tipo de agrietamientos son característicos en vigas con niveles altos de corrosión.

5. AGRADECIMIENTOS

R. Visairo Méndez agradece al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología por la beca de maestría recibida. De igual forma, agradece a la Facultad de Ingeniería de la UADY y al Cinvestav Mérida por las facilidades otorgadas para las mediciones estructurales y de corrosión.

6. REFERENCIAS

- Andrade F., y González J.A. (1978). Quantitative measurements of corrosion rate of reinforcing steels embedded in concrete using polarization resistance measurements. *Materials and Corrosion*. 29(8): 515-519.
- Andrade, C. (1993), Calculation of chloride diffusion-coefficients in concrete from ionic migration measurements. *Cement and Concrete Research*, 23 (3): 724-742. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(93\)90023-3](https://doi.org/10.1016/0008-8846(93)90023-3).
- Castro P. (1998). “*Corrosión en Estructuras de Concreto: teoría, inspección, diagnóstico, vida útil y reparaciones*”. 1ª Edición. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto A.C., México, DF.
- Castel A., François R., Arliguie G. (2000). *Mechanical behaviour of corroded reinforced concrete beams—Part 1: Experimental study of corroded beams*. *Materials and Structures*, 33: 539-544, <https://doi.org/10.1007/BF02480533>
- Ceballos, M. (2016). “*El concreto, material fundamental para la infraestructura.*” Centro de Innovación Tecnológica para la Construcción. pp. 24-25.
- Elsener, B., Andrade, C. Gulikers, J., Polder, R y Raupach, M. (2003). *Half-cell potential measurements—Potential mapping on reinforced concrete structures*. *Materials and Structures*. 36: 461–471, <https://doi.org/10.1007/BF02481526>

- Gu X., Zhang W., Shang D., Wang X. (2010). “*Flexural Behavior of Corroded Reinforced Concrete Beams.*” *Earth and Space 2010: Engineering, Science, Construction, and Operations in Challenging Environments*, ASCE, 2, 3545–3552. [https://doi.org/10.1061/41096\(366\)339](https://doi.org/10.1061/41096(366)339)
- Juárez, C. A., Guevara, B., Fajardo, G., & Castro-Borges, P. (2011). *Ultimate and nominal shear strength in reinforced concrete beams deteriorated by corrosion.* *Engineering Structures*, 33(8): 3189-3196. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2011.08.014>
- Maldonado López, L. (1996). “*Corrosión del acero de refuerzo: revisión del estado del arte en México.*” En F. d. Yucatán (Ed.), VII Seminario de Investigación, (pág. 18). Mérida, Yucatán, México.
- Moreno-Herrera, J., Visairo-Méndez, R., Varela-Rivera, J., Balancan-Zapata, M., y Castro-Borges, P. (2022). Enviado a: *Corrosion, The Journal of Science and Engineering.*
- NMX-C-501-ONNCCE-2015. (2015). “*Industria de la Construcción - Durabilidad de Estructuras de Concreto Reforzado - Medición de Velocidad de Corrosión en Campo - Especificaciones y Método de Ensayo.*” Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S.C.
- NMX-C-514-ONNCCE-2016. (2016). “*Industria de la Construcción - Resistividad Eléctrica del Concreto Hidráulico - Especificaciones y métodos de ensayo.*” Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S.C.
- NMX-C-523-ONNCCE-2016. (2016). “*Industria de la construcción – Durabilidad de estructuras de concreto reforzado - Concentración de cloruros solubles en agua y ácido – determinación en concreto hidráulico - Método de extracción y método de determinación por ión selectivo.*” Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S.C.
- NTCC-2017 (2017). “*Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.*” Órgano del Gobierno del Distrito Federal, Jefatura de Gobierno. México, D.F.: Administración Pública del Distrito Federal.
- Ou Y., Susanto Y., Roh H. (2016). *Tensile behavior of naturally and artificially corroded steel bars.* *Construction and Building Materials*, 103: 93–104, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.10.075>
- Rodríguez-Rodríguez, A. (2014). *Las pérdidas económicas causadas por el fenómeno de la corrosión atmosférica del acero de refuerzo embebido en el hormigón armado.* CENIC: Ciencias Químicas, 45: 52-59.
- Shaikh, F.U.A. (2018). *Effect of Cracking on Corrosion of Steel in Concrete.* *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 12(3), <https://doi.org/10.1186/s40069-018-0234-y>
- Tachibana Y., Maeda K., Kajikawa Y., Kawamura M. (1990). *Mechanical behavior of RC beams damaged by corrosion of reinforcement.* *Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction*, 178-187.
- Torres Acosta, A., Navarro Gutiérrez, S., & Terán, C. (2007). *Residual flexure capacity of corroded reinforced concrete beams.* *Engineering Structures*, 1145-1152. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2006.07.018>.
- Vázquez Castillo, C. D. (1998). “*Diagnóstico de la corrosión del puente de Celestún.*” Tesis. Mérida, Yucatán, México: Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Yucatán.
- Vidal T., Castel A., François R. (2007). *Corrosion process and structural performance of a 17 year old reinforced concrete beam stored in chloride environment.* *Cement and Concrete Research*, 37(11): 1551-1561, <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2007.08.004>
- Xianming, S., Ning, X., Keith, F., Jing, G. (2012) *Durability of steel reinforced concrete in chloride environments: An overview.* *Construction and Building Materials*, 37: 36-40, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.12.038>
- Ye, H., Fu, C., Jin, N., Jin, X. (2018). *Performance of reinforced concrete beams corroded under*

sustained service loads: A comparative study of two accelerated corrosion techniques. Construction and Building Materials, 162: 286–297, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.10.108>

Yu, L., François, R., Hiep, V., L’Hostis, V., Gagné, R. (2015). *Development of chloride-induced corrosion in pre-cracked RC beams under sustained loading: Effect of load-induced cracks, concrete cover, and exposure conditions.* Cement and Concrete Research, 67: 246–258, <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2014.10.007>

Evaluación de las manifestaciones patológicas del edificio Río Negro en Anápolis-Goiás

G. H. Teixeira^{1*}  J. R. Silva¹  E. C. Alves² 

*Autor de Contacto: guilherme.henrique.eng@hotmail.com

DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v12i3.586>

Recepción: 14/02/2022 | Aceptación: 08/07/2022 | Publicación: 01/09/2022

RESUMEM

Este trabajo muestra la aplicación de las metodologías GDE (Grado de Deterioro de la Estructura) y GUT (Gravedad, Urgencia y Tendencia) cuantificando las manifestaciones patológicas y determinando los puntos de mayor necesidad de mantenimiento. Así, se aplicó una perspectiva cuantitativa con la aplicación de las metodologías citadas y tras las inspecciones del edificio y un análisis visual con registro fotográfico, anotaciones y mapeos se aplicaron las metodologías y se obtuvo que la mayoría de las manifestaciones patológicas que se producen en la estructura del edificio tiene como origen la humedad, dando lugar a eflorescencias, manchas o infiltraciones. De este modo, este trabajo definió los puntos que necesitan prioridad, orientando las medidas que pueden tomarse posteriormente. Las metodologías demostraron ser eficaces e importantes para la toma de decisiones.

Palabras clave: patología; GUT; GDE; edificios.

Citar como: Teixeira, G. H., Silva, J. R., Alves, E. C. (2022), “Evaluación de las manifestaciones patológicas del edificio Río Negro en Anápolis-Goiás”, Revista ALCONPAT, 12 (3), pp 433 – 448, DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v12i3.586>

¹ Universidade Estadual de Goiás, Departamento de Engenharia Civil, Anápolis, Goiás, Brasil.

² Ministério Público do Estado de Goiás, Superintendência de Engenharia, Brasil.

Contribución de cada autor

En este trabajo, Teixeira, G. H. contribuyó con la idea original y la redacción del trabajo (100%), la experimentación (100%), la recogida de datos (100%) y la discusión de resultados (50%). Silva, J.R. contribuyó con la supervisión (100%), la discusión de los resultados (25%) y la corrección del texto (100%). Alves, E.C., E. contribuyó con la discusión de los resultados (25%) y la corrección del texto (50%).

Licencia Creative Commons

Los derechos de autor (2022) son propiedad de los autores. Este trabajo es un artículo de acceso abierto publicado bajo los términos y condiciones de una licencia internacional Creative Commons Attribution 4.0 International License ([CC BY 4.0](https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/)).

Discusiones y correcciones posteriores a la publicación

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el segundo número del año 2023 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del tercer número del año 2023.

Evaluation of the pathological manifestations of the Rio Negro building in Anápolis-Goiás.

ABSTRACT

This paper shows the application of the methodologies GDE (Degree of Deterioration of the Structure) and GUT (Severity, Urgency and Tendency) quantifying the pathological manifestations and determining the points of greatest need for maintenance. Thus, a quantitative perspective was applied with the application of the mentioned methodologies and after building inspections and a visual analysis with photographic record, notes and mappings the methodologies were applied and it was obtained that most of the pathological manifestations that occur in the structure of the building have humidity as origin, resulting in efflorescence, wounds or infiltration. Thus, this work defined the points that need priority, directing measures that can later be taken. The methodologies proved to be efficient and important for decision making.

Keywords: pathology; GUT; GDE; buildings

Avaliação das manifestações patológicas do Edifício Rio Negro em Anápolis-Goiás.

RESUMO

Este trabalho mostra a aplicação das metodologias GDE (Grau de Deterioração da Estrutura) e GUT (Gravidade, Urgência e Tendência) quantificando as manifestações patológicas e determinando os pontos de maior necessidade de manutenção. Dessa forma, foi aplicado uma perspectiva quantitativa com a aplicação das metodologias citadas e após inspeções prediais e uma análise visual com registro fotográfico, anotações e mapeamentos, foram aplicadas as metodologias e obtido que parte das manifestações patológicas que ocorrem na estrutura do edifício tem como origem a umidade, resultando em eflorescências, machas ou infiltrações. Dessa forma, esse trabalho definiu os pontos que necessitam de prioridade, direcionando medidas que posteriormente podem ser tomadas. As metodologias se mostraram eficientes e importantes para tomadas de decisões.

Palavras-chave: patologia; GUT; GDE; edifícios.

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

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

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

La reproducción total o parcial de los contenidos e imágenes de la publicación se realiza en apego al código COPE y a la licencia

1. INTRODUCCIÓN

La ciudad de Anápolis, situada en la Meseta Central brasileña, en el estado de Goiás - Brasil, es una ciudad centenaria, que se emancipó el 31 de julio de 1907. Debido a esto, hay edificios antiguos, y cada vez más estos edificios están cerca de alcanzar la vida útil de diseño, en vista de este hecho, es importante destacar la necesidad de las investigaciones sobre las manifestaciones patológicas y la realización de inspecciones y mantenimiento periódico, porque de esta manera se hace posible extender la vida útil del edificio y conservar los edificios que son parte de la historia de la ciudad.

La ausencia de mantenimiento preventivo provoca altos costes en los edificios a lo largo del tiempo, según la ley de Sitter (1984) citada por Tutikian y Pacheco (2013) y también descrita por Souza y Ripper (2009), como la "ley de los cinco", en la que las intervenciones correctivas tienen un coste de 125 veces el valor de las medidas aún en fase de diseño, mientras que el mantenimiento preventivo tiene un coste de 25 veces este mismo valor.

De esta manera, al ser un edificio con más de 50 años, además de su importancia funcional para los residentes, es un elemento que compone la historia de la ciudad de Anápolis por ser uno de los primeros edificios residenciales de la ciudad.

Según Souza y Ripper (2009), la patología de las estructuras es una rama de la ingeniería que se centra en la investigación de los orígenes, las formas, las consecuencias y los mecanismos de las manifestaciones de los fallos en la estructura. Asimismo, Bolina, Tutikian y Helene (2019) definen que la patología de los edificios es una ciencia que, a través de un proceso sistemático, busca investigar los defectos relacionados con el edificio en su conjunto, desde los materiales hasta los elementos que lo componen, para conocer sus orígenes y las formas en que se manifiestan. Los autores también diferencian el concepto de patología de los edificios y las manifestaciones patológicas, que son anomalías y defectos presentes en el edificio que se caracterizan por ser aspectos visibles indicativos de posibles problemas.

Además, para la NBR 16747 (ABNT, 2020), las manifestaciones patológicas se definen como el resultado de un proceso de degradación que proporciona la reducción del rendimiento de la estructura, que se manifiestan a través de síntomas.

Durante la ejecución, otras circunstancias pueden propiciar la aparición de manifestaciones patológicas, ya sea en las condiciones de trabajo o relacionadas con la mano de obra, la falta de control de calidad y la irresponsabilidad técnica, que es un factor determinante, ya que una supervisión eficaz combinada con equipos formados reduce la posibilidad de errores. Finalmente, por más que se hayan ejecutado correctamente todas las etapas anteriores, es posible la aparición de manifestaciones patológicas relacionadas con el uso inadecuado o la falta de mantenimiento (Souza; Ripper, 2009). Autores como Junior, Lima y Balestra (2013), destacan la importancia del mantenimiento periódico para alargar la vida de la construcción, proporcionando una mejor calidad y rendimiento del edificio.

Además, el hormigón está sometido a las acciones del entorno a lo largo de la vida del edificio, por lo que de forma natural se producen reacciones que desencadenan la aparición de anomalías en la estructura. Por ello, hay que prestar atención a la conservación del edificio para que pueda desempeñar correctamente su función a lo largo del tiempo para el que fue diseñado. Teniendo en cuenta esto, es fundamental estudiar la patología para reconocer los problemas y sus respectivas causas (Lopes, 2019).

Con el objetivo de ayudar en este estudio, dando mayor objetividad al análisis y sirviendo de apoyo para la toma de decisiones, se pueden aplicar algunas técnicas como la metodología GDE (Grado de Deterioro de la Estructura) y GUT (Gravedad, Urgencia y Tendencia), proporcionando una cuantificación de las manifestaciones patológicas obtenidas por las formulaciones matemáticas

propuestas por las herramientas, lo que permite identificar el estado de una determinada estructura y garantizar una visión más objetiva para el análisis (Braga et al, 2019; Lima et al., 2019; Moura; Cavalheiros, 2019; Santana et al., 2019; Medeiros et al., 2020).

2. METODOLOGÍA

La metodología aplicada en este trabajo fue la evaluación de las manifestaciones patológicas a través de las metodologías GDE (2007) y GUT (2014). La colecta de datos se realizó mediante inspección visual del edificio, in situ, realizando registros fotográficos de las manifestaciones patológicas identificadas y mapeando las anomalías en planta de cada piso inspeccionado. La inspección se basó en las descripciones de la Norma Nacional de Inspección de Edificios del Instituto Brasileño de Evaluaciones Periciales de Ingeniería - IBAPE (2012), la NBR 5674 (ABNT, 1999), la NBR 16747 (ABNT, 2020) y el Boletín Técnico nº 1 de la Asociación Brasileña de Patología de las Construcciones - ALCOPAT (2013). Además, se recogió toda la información y los documentos relativos al edificio.

A través de la metodología GUT (2014) se cuantificaron las manifestaciones patológicas para, posteriormente, realizar una comparación e indicar el grado de prioridad para la toma de decisiones. A través de la metodología GDE/UnB (2007), también con el objetivo de cuantificar las manifestaciones patológicas, se calcularon los parámetros del grado de deterioro de elementos, familias y estructura, sirviendo de base para el análisis y permitiendo la realización de la clasificación del nivel de deterioro de los elementos y de la estructura. Posteriormente, basándose en la literatura y con los datos obtenidos, se realizó una comparación y análisis de los valores obtenidos.

Las herramientas utilizadas para la investigación fueron hojas de cálculo electrónicas para la organización de los datos, un teléfono móvil para los registros fotográficos, escalímetro, fisurómetro y cinta métrica.

2.1 Metodología GDE

Utilizando la metodología GDE, los elementos inspeccionados se dividieron en grupos de columnas (P); vigas (V); losas (L); escaleras (E); tanque superior (R); tanque inferior (R) y juntas de dilatación (J).

Una vez realizada esta división, se asignaron los factores de intensidad (F_i) y de ponderación (F_p) para cada manifestación presente en el elemento, según las tablas del trabajo de Fonseca (2007). Así, fue posible calcular el grado de daño según las ecuaciones (1) y (2).

$$D = 0,8 \cdot F_p \cdot F_i \quad \text{Para } F_i \leq 2,0 \quad (1)$$

$$D = (12 \cdot F_i - 28) F_p \quad \text{Para } F_i \geq 3,0 \quad (2)$$

donde:

D – Grado de daño

F_i – Factor de intensidad

F_p – Factor de ponderación

Con el grado de daño (D) de cada manifestación, se calcula el grado de deterioro del elemento (G_{de}) según la ecuación (3).

$$G_{de} = D_{m\acute{a}x} \left[1 + \frac{\left(\sum_{i=1}^n D_i \right) - D_{m\acute{a}x}}{\sum_{i=1}^n D_i} \right] \quad (3)$$

donde:

G_{de} – Grado de deterioro del elemento;

D_i – Grado de daño "i";

$D_{m\acute{a}x}$ – Mayor grado de daño al elemento;

n – Números de daños en el elemento.

Con el valor del grado de deterioro del elemento se relaciona un nivel de deterioro y así se obtienen recomendaciones de acciones a realizar. Esta relación puede verse en el tabla 1.

Tabla 1. Clasificación del nivel de deterioro de los elementos

Nivel de deterioro	G _{de}	Acciones recomendadas
Bajo	0-15	Condición aceptable Mantenimiento preventivo
Medio	15-50	Definir el plazo y la naturaleza de la nueva inspección Planificar la intervención a largo plazo (máximo 2 años).
Alta	50-80	Fijar un plazo para la inspección especializada Planificar la intervención a medio plazo (máximo 1 año)
Sufrido	80-100	Establezca un plazo para una inspección especializada exhaustiva Planificar la intervención a corto plazo (máximo 6 meses)
Crítico	>100	Intervención inmediata de especialistas y medidas de emergencia (alivio de la carga, apuntalamiento, etc.). Planificar la intervención inmediata.

Fuente: (Verly, 2015)

Para determinar el grado de deterioro de los elementos divididos en grupos similares, se calcula el grado de deterioro de la familia (G_{df}), que es función del grado de deterioro del elemento (G_{de}) mediante la ecuación (4).

$$G_{df} = G_{de,m\acute{a}x} \sqrt{1 + \frac{\left(\sum_{i=1}^n G_{de,i} \right) - G_{de,m\acute{a}x}}{\sum_{i=1}^n G_{de,i}}} \quad (4)$$

donde:

$G_{de,m\acute{a}x}$ – Mayor grado de deterioro del elemento

$G_{de,i}$ – Grado de deterioro del elemento "i" (≥ 15)

m – Número de elementos con $G_{de} \geq 15$

Por último, tras obtener el grado de deterioro de cada familia (G_{df}), se calcula el grado de deterioro de la estructura (G_d). La ecuación utilizada para este cálculo se expresa a continuación, ecuación (5).

$$G_d = \frac{\sum_{i=1}^k F_{r,i} \cdot G_{df,i}}{\sum_{i=1}^k F_{r,i}} \quad (5)$$

donde:

k – Número de familias en la estructura;

$F_{r,i}$ – Factor de relevancia estructural de la familia "i";

$G_{df,i}$ – Grado de deterioro de la familia "i".

Así, para el grado de deterioro de la estructura, de forma similar al grado de deterioro del elemento (Gde), se puede asociar a un nivel de deterioro y en consecuencia obtener medidas que se pueden tomar respecto a esta situación. Para este análisis es aplicada la Tabla 1, página 05.

2.2 Metodología GUT

La metodología GUT se originó en la década de 1980 a través del trabajo de Kepner y Tregoe con el fin de crear una herramienta de planificación estratégica para ayudar en la toma de decisiones (Fáveri; Silva, 2016). En construcción civil, el trabajo de Verzola, Marchiori y Aragón (2014) propuso modificaciones en la metodología para permitir la aplicación en inspecciones de edificios y reducir la posibilidad de errores por subjetividad. La metodología utiliza las variables Gravedad (G), Urgencia (U) y Tendencia (T), en las que se asignan pesos que van de 1 a 10, asignando un valor de 1 a lo menos grave y 10 a lo más grave. Así, a través del producto de las variables (GxUxT), se realiza una clasificación según lo crítica que sea cada situación (Verzola; Marchiori; Aragón, 2014).

Algunos investigadores como Santana et al. (2019), Moura y Cavalheiros (2019) y Braga et al. (2019), aplicaron en sus investigaciones la metodología GUT para realizar las inspecciones e identificar los puntos más críticos del edificio, mostrándose prácticos y permitiendo definir la prioridad para la toma de decisiones. Según Verzola, Marchiori y Aragón (2014), en las tablas 2, 3 y 4 se determinan las calificaciones a asignar para cada grado según la variable.

Tabla 2. Clasificación de la gravedad (G).

GRAVEDAD		
Grado	Definición del grado	Nota
TOTAL	Riesgo de muerte, riesgo de colapso/colapso puntual o generalizado. Pérdidas económicas muy elevadas	10
ALTA	Riesgo de lesiones para los usuarios, daños reversibles en el entorno o en el edificio. Pérdidas económicas elevadas.	8
MEDIA	Riesgo para la salud de los usuarios, incomodidad en el uso de los sistemas. Pérdida económica media.	6
BAJO	Ningún riesgo para la integridad física de los usuarios, ningún riesgo para el medio ambiente, pequeñas molestias estéticas o de uso. Pequeñas pérdidas económicas.	3
NINGUNO	Ningún riesgo para la salud, la integridad física de los usuarios, el medio ambiente o el edificio.	1

Fuente: (Verzola; Marchiori; Aragón, 2014)

Tabla 3. Clasificación de la tendencia (T).

TENDENCIA		
Grado	Definición del grado	Nota
TOTAL	Progresión inmediata. Empeorará rápidamente, podría empeorar	10
ALTA	Progresión a corto plazo. Empeorará en un corto período de tiempo	8
MEDIA	Progresión a medio plazo. Empeorará a medio plazo.	6
BAJO	Probable progresión a largo plazo. Tardará en empeorar.	3
NINGUNO	No hay progresión. No va a empeorar, está estabilizado.	1

Fuente: (Verzola; Marchiori; Aragon, 2014)

Tabla 4. Clasificación de la urgencia (U).

URGENCIA		
Grado	Definición del grado	Nota
TOTAL	Incidente en la ocurrencia, intervención inmediata sujeta a la interdicción de la propiedad. Plazo de intervención: Ninguno	10
ALTA	Incidente a punto de producirse, intervención urgente. Plazo de intervención: Urgente	8
MEDIA	Se espera que el incidente ocurra pronto, intervención a corto plazo. Plazo de intervención: lo antes posible	6
BAJO	Indicación de futuro incidente, intervención programada. Plazo de intervención: puede esperar un tiempo	3
NINGUNO	Incidente imprevisto, indicación de seguimiento y mantenimiento programado. Plazo de intervención: No hay prisa	1

Fuente: (Verzola; Marchiori; Aragon, 2014)

La puntuación corresponde al valor atribuido a cada manifestación patológica según el grado asociado, es decir, en grado total se atribuye una puntuación de 10, en grado alto de 8, en grado medio de 6, en grado bajo de 3 y en grado nulo de 1. Así, la puntuación de cada variable de la manifestación y el producto de estos valores se utiliza para enumerar los problemas que tienen mayor prioridad. Los de mayor valor merecen especial atención por ser los más graves, urgentes y con tendencia a agravarse (Periard, 2011).

3. RESULTADOS Y DISCUSIONES

3.1 Manifestaciones patológicas

En cada piso inspeccionado se realizó un mapeo para facilitar la identificación de los elementos. Además, los elementos evaluados se dividieron en familias, tal y como propone la metodología GDE (2007). A continuación, se presentaron las manifestaciones patológicas identificadas según esta división.

En la familia de columnas, sólo se identificó un elemento, el P01, y se pudo constatar una gran

exposición de la armadura en el proceso de corrosión, identificándose manchas a lo largo de la armadura y descondados del hormigón debido a la expansión de la armadura, como se puede observar en la Figura 1.



Figura 1. Desprendimiento de hormigón y corrosión de la armadura en el elemento P01

En la familia de losas, se identificaron los elementos L01 a L08, como se muestra en la Figura 2, y en ellos la presencia constante de humedad generando manchas oscuras en el elemento L01, desprendimiento de pintura en el elemento L02, formación de estalactitas de carbonato de calcio por eflorescencia en el elemento L04, pequeñas manchas y grietas en los elementos L05 y L08 y desgaste de la impermeabilización en el elemento L03. También hay grietas en los elementos L06 y L07 debido a las cargas adicionales aplicadas por una antena de telefonía en el tejado.

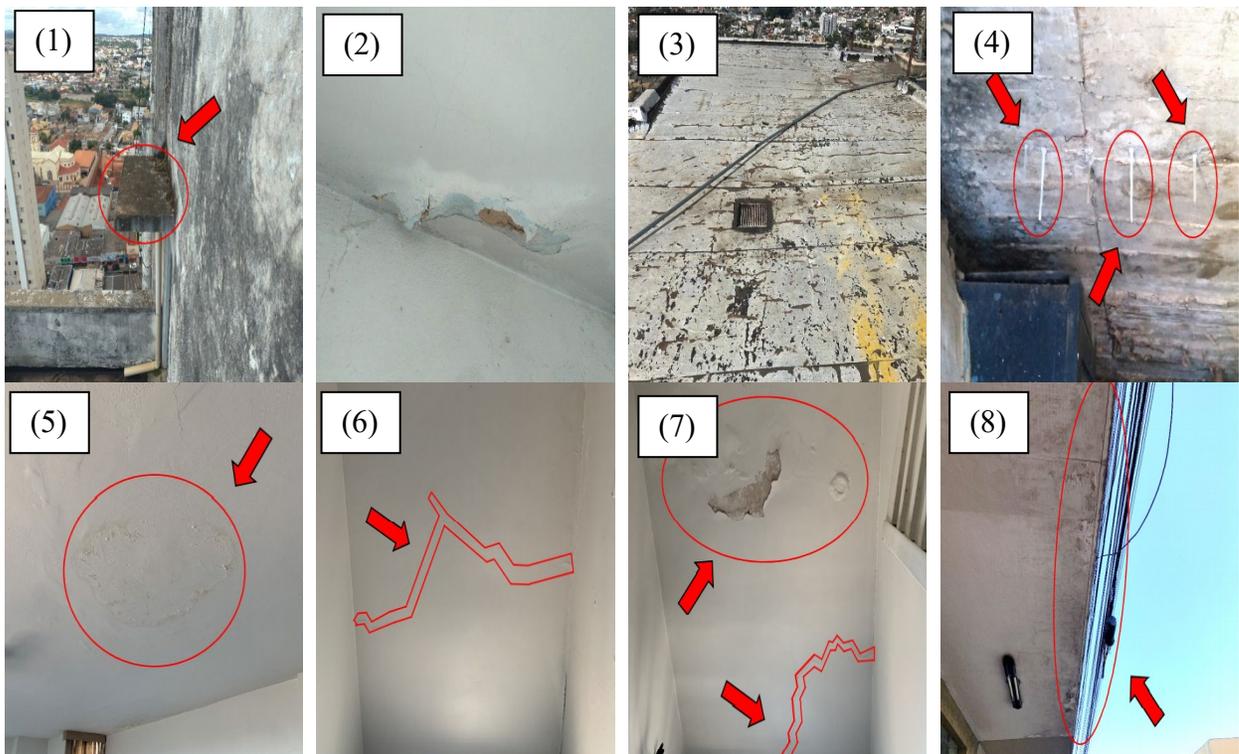


Figura 2. Manifestaciones patológicas identificadas en los forjados. (1) Manchas oscuras en el elemento L01. (2) Desprendimiento de la pintura en el elemento L02. (3) Desgaste de la impermeabilización en el elemento L03. (4) Eflorescencia con formación de estalactitas en el elemento L04. (5) Pequeñas manchas de humedad en el elemento L05. (6) y (7) Fisuras por carga

adicional en la cubierta en los elementos L06 y L07. (8) Manchas oscuras de humedad en el elemento L08.

La familia del tanque superior y la familia del tanque inferior presentaban posibles fallos en su impermeabilización, identificados por la aparición característica de ligeras manchas de eflorescencia en los elementos R01 y R02.

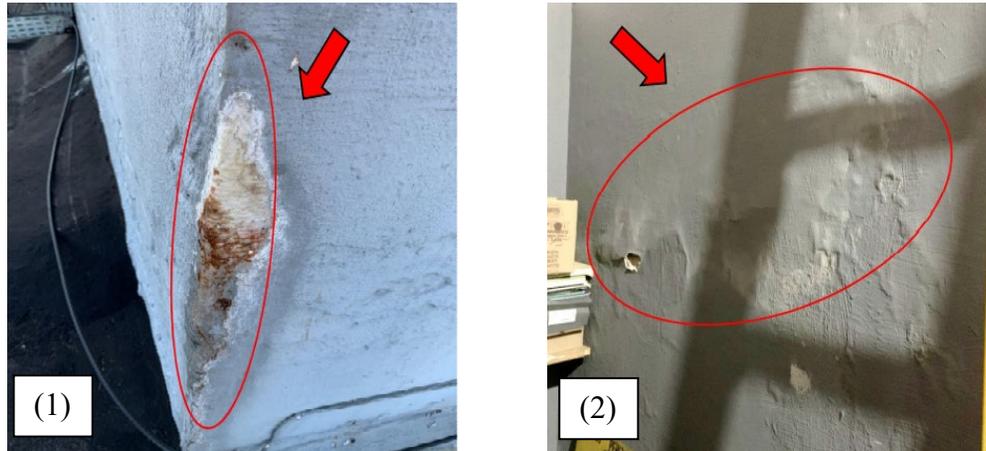


Figura 3. manchas de eflorescencia en los depósitos. (1) R01. (2) R02.

Cabe destacar que la familia de vigas no presentó ningún elemento que mostrara el desarrollo de manifestaciones patológicas.

Los elementos de la familia de escaleras y juntas de dilatación fueron E01 para las escaleras y J01 y J02 para las juntas de dilatación, como se puede observar en la Figura 4. En ella se observa que el elemento E01 presentaba únicamente un desgaste en sus peldaños debido a la intemperie con el paso de los años y en los elementos J01 y J02, la presencia constante de humedad dio lugar a las manchas oscuras identificadas.

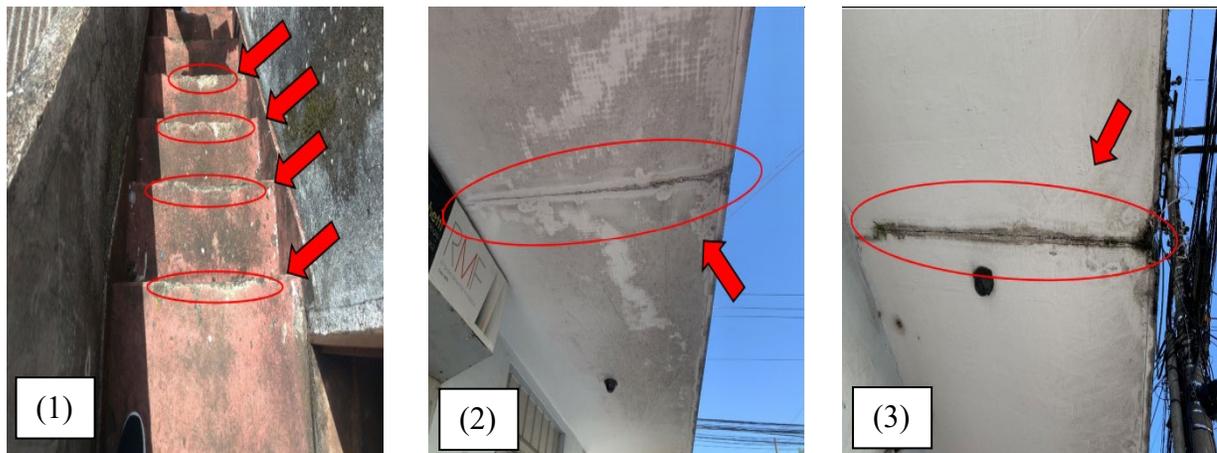


Figura 4: Manchas de eflorescencia en los depósitos. (1) Desgaste de los peldaños de la escalera en el elemento E01. (2) y (3) Manchas debidas a la humedad en los elementos J01 y J02.

3.2 Aplicación de las metodologías y análisis de los resultados

En primer lugar, se observó que la familia con mayor número de elementos que presentan manifestaciones patológicas es la familia de losa, con el 57,14% de las anomalías identificadas, como se puede observar en la Figura 5.

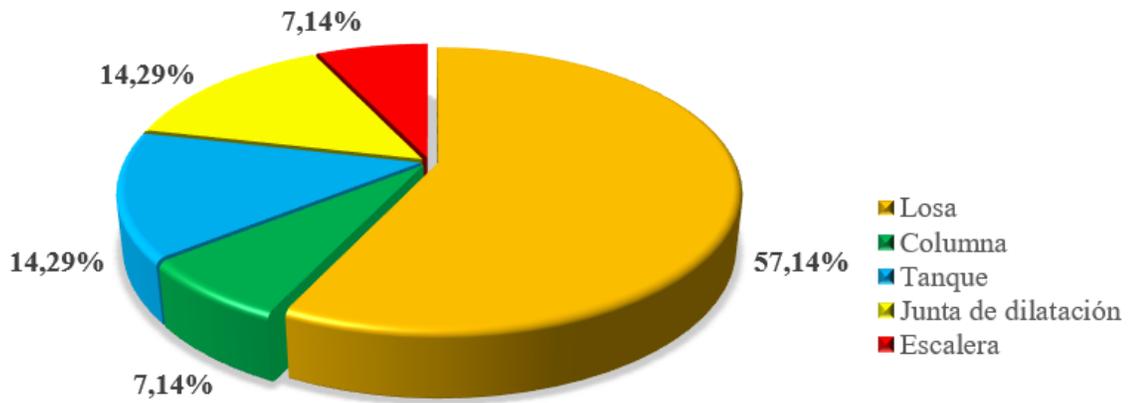


Figura 5. Gráfico de la frecuencia de las manifestaciones patológicas por familia de elementos.

A través del mapeo de las manifestaciones patológicas que afectan al edificio, se observó que en los 14 elementos estructurales inspeccionados, el 35,29% de las manifestaciones patológicas se originan debido a la infiltración de humedad, como se puede observar en la, Figura 6. Además, otras manifestaciones patológicas como las eflorescencias (17,65%) y las manchas oscuras (11,76%) también tienen una causa similar.

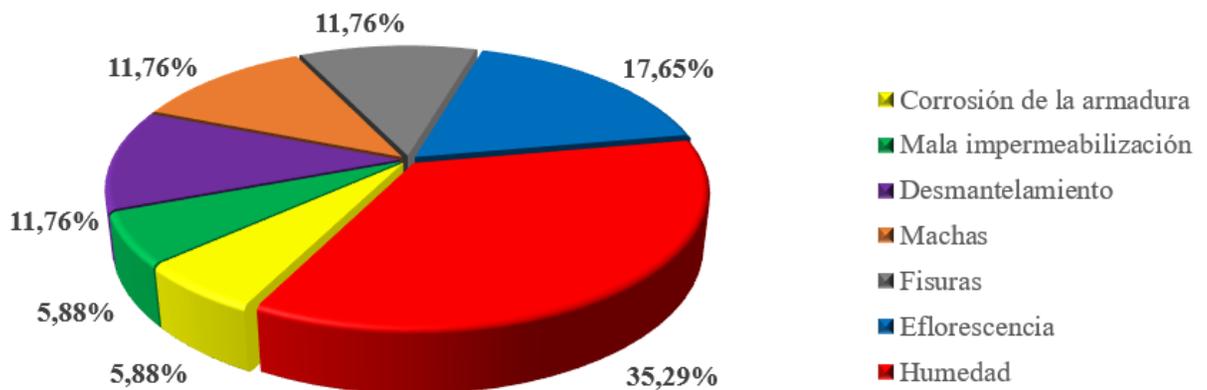


Figura 6. Gráfico de la frecuencia de las manifestaciones patológicas en los elementos.

En relación con la metodología GDE/UnB (2007), es posible plantear algunos análisis basados en el modelo gráfico utilizado por Medeiros et al. (2020). En la familia de losas, los elementos L06 y L07 son los que más influyen en el cálculo del grado de deterioro de la familia, como se puede ver en la Figura 7. Además, cabe destacar que el elemento L05 no se tiene en cuenta para el cálculo del Gdf por presentar Gde inferior a 15.

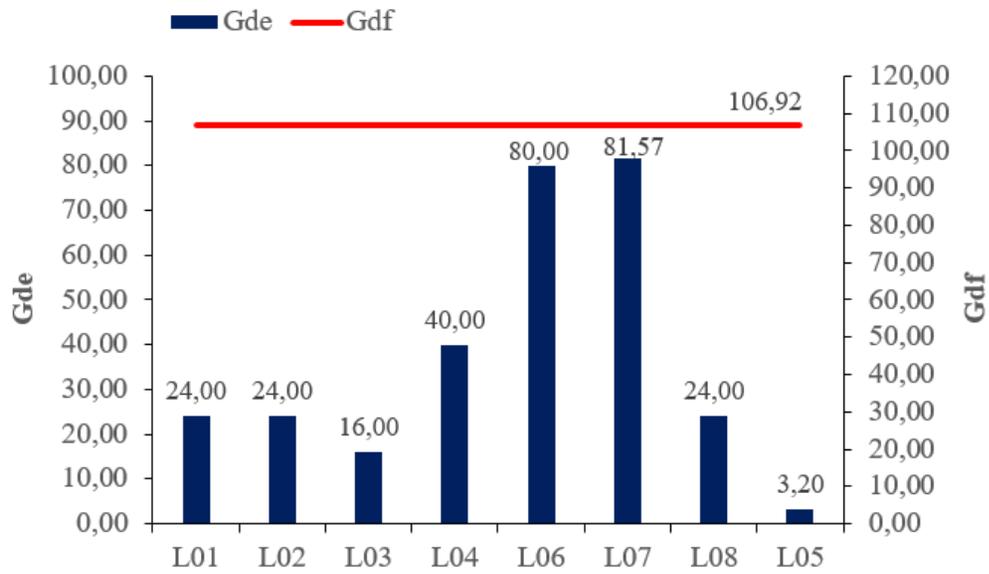


Figura 7. Grado de deterioro de la losa.

Las familias de vigas tienen grado de deterioro cero, porque no se identificó ninguna manifestación patológica en los elementos que la componen, en la familia de escaleras, el único elemento identificado presenta Gd menor a 15. Así, para ambas se calculó Gdf igual a cero. En cuanto a las familias de columnas y tanques superiores e inferiores, se observa que están compuestas por un solo elemento, por lo que el valor del grado de deterioro de la familia se corresponde con el valor del grado de deterioro del propio elemento, esto se puede ver, respectivamente, en las figuras 8, 9 y 10.

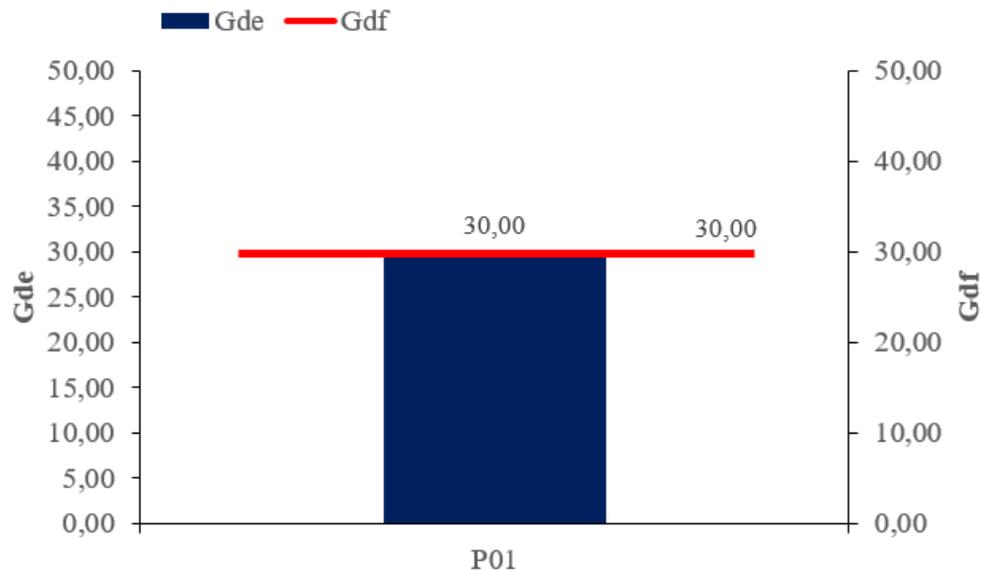


Figura 8. Nivel de deterioro de las columnas.

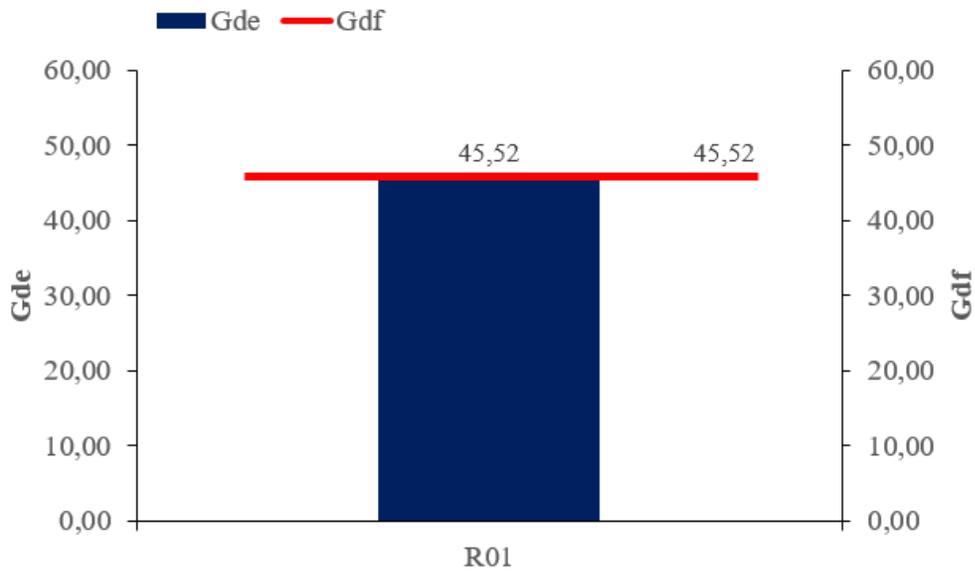


Figura 9. Grado de deterioro del tanque superior.

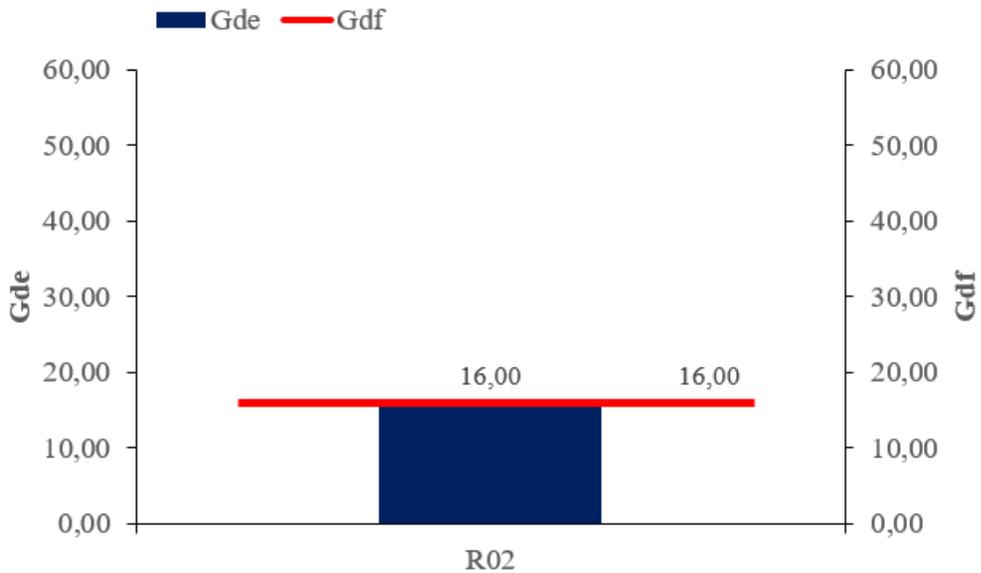


Figura 10.

Grado de deterioro del tanque inferior.

Además, en las juntas de dilatación se encontró la presencia de dos elementos que presentan el mismo grado de deterioro, pero el grado de deterioro de la familia es mayor que el valor obtenido para los elementos individuales. Así, por las formulaciones matemáticas se puede observar que la influencia de la repetición de elementos que tienen el mismo grado de deterioro no representa un incremento tan significativo, ya que tiene como referencia el valor máximo, siendo este valor multiplicado por el resultado de la raíz que implica la suma y el valor máximo. La figura 11 muestra el valor de Gdf y los valores de Gde para cada elemento.

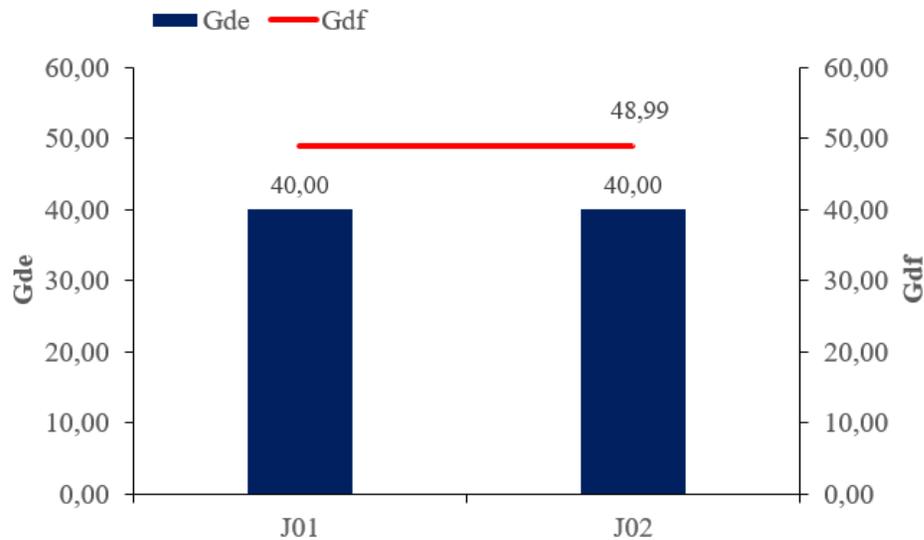


Figura 11. Grado de deterioro de la junta de dilatación.

Así, al evaluar el grado de deterioro de las familias y el grado de deterioro de la estructura, se observa que las losas son las que representan la mayor influencia para que la estructura se encuentre en un nivel de deterioro medio, de 15 a 50, y por lo tanto requiere una intervención en un plazo máximo de 2 (dos) años. La figura 12 muestra los valores de Gdf de cada familia en comparación con el valor global de la estructura, Gd.

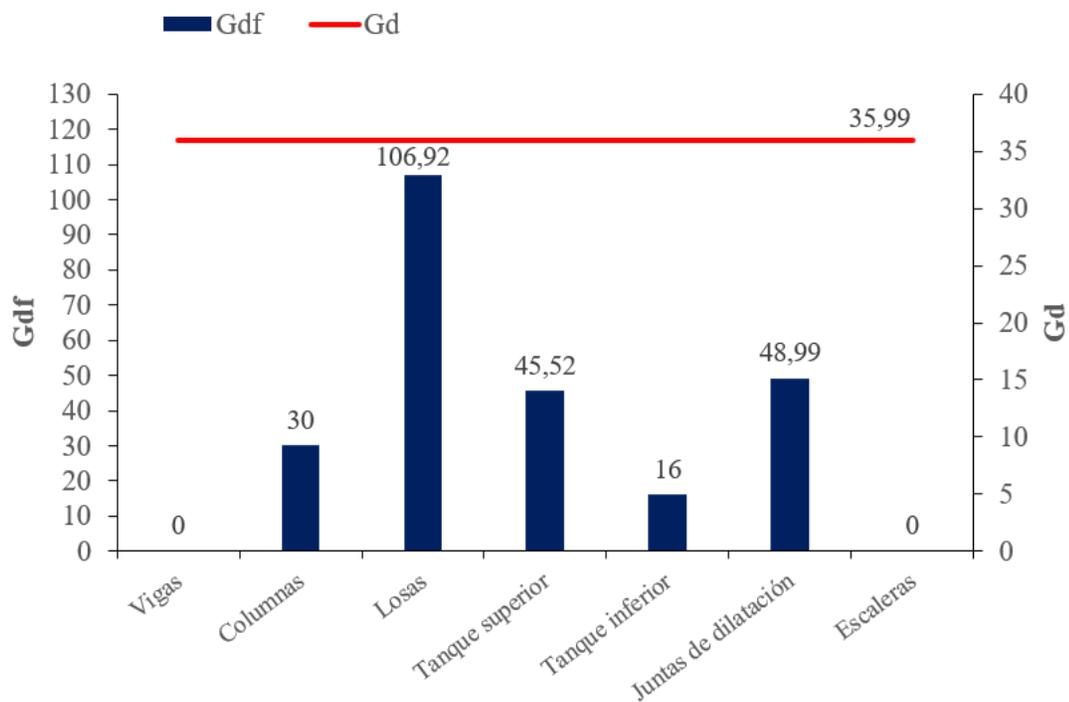


Figura 12. Grado de deterioro de la estructura.

La aplicación de las metodologías permite definir qué elemento o manifestación patológica requiere prioridad dentro del escenario global, lo que puede ser decisivo para un trabajo asertivo y eficiente. Por la metodología GDE (2007) se define que los elementos L07 y L06 necesitan una atención especial, considerando que presentan un nivel de deterioro sufrible y alto, respectivamente, lo que implica una necesidad de intervención en un plazo máximo de 6 (seis)

meses para el elemento L07 y de 1 año para el elemento L06. Por otro lado, los elementos E02 y L05 tienen un bajo nivel de deterioro, por lo que sólo requieren un mantenimiento preventivo. Los demás elementos se clasifican en un nivel medio de deterioro, que requiere intervenciones en un plazo máximo de 2 (dos) años. Además, la estructura presenta Gd igual a 35,99, clasificándola en un nivel medio de deterioro, que requiere un período máximo de intervención de 2 (dos) años. La lista de prioridades de mantenimiento se presenta en el Tabla 5(1).

Tabla 5 - Tabla de prioridades de mantenimiento según la metodología GDE y GUT
(1) GDE (2) GUT

(1) GDE				(2) GUT			
Elemento	Gde	Nivel de deterioro	Periodo máximo de intervención	Elemento	Manifestación patológica	Nota	Grado
L07	81,57	Sufrido	6 meses	P01	Corrosión	384	Medio
L06	80,00	Alta	1 año	L06	Fisuras	384	Méδιο
R01	45,52	Medio	2 años	L07	Fisuras	384	Méδιο
L04	40,00	Medio	2 años	P01	Desmantelamiento del concreto	288	Bajo
J01	40,00	Medio	2 años	L04	Eflorescencia	288	Bajo
J02	40,00	Medio	2 años	R01	Eflorescencia	216	Bajo
P01	30,00	Medio	2 años	L02	Humedad	108	Bajo
L01	24,00	Medio	2 años	L07	Humedad	108	Bajo
L02	24,00	Medio	2 años	L08	Manchas	108	Bajo
L08	24,00	Medio	2 años	R02	Eflorescencia	108	Bajo
L03	16,00	Medio	2 años	L01	Manchas oscuras	54	Ninguno
R02	16,00	Medio	2 años	L03	Humedad	54	Ninguno
E01	4,80	Bajo	Mantenimiento preventivo	J01	Humedad	54	Ninguno
L05	3,20	Bajo	Mantenimiento preventivo	J02	Humedad	54	Ninguno
				L05	Humedad	27	Ninguno
				R01	Mala Impermeabilización	27	Ninguno
				E01	Desmantelamiento	27	Ninguno

Mediante la metodología GUT (2014), es posible evaluar únicamente las manifestaciones patológicas por separado. Así, a partir de la escala de valores definida por la metodología en las tablas 2, 3 y 4, donde se define como grado total del 81% al 100%, se consideró que la atribución de puntuaciones de 10 para los tres parámetros, es decir, una puntuación de 1000 representa el 100% y, en consecuencia, el porcentaje de los demás valores puede obtenerse fácilmente y puede atribuirse una clasificación a las manifestaciones patológicas. Una vez definido esto, en la Tabla 5 (2) se enumeraron las manifestaciones patológicas por orden de prioridad, es decir, de mayor a menor puntuación. Se observa que por la metodología GUT (2014) hay una cierta repetición de valores, lo que dificulta la determinación de la prioridad. Además, la mayoría de las manifestaciones patológicas se encuentran en un nivel bajo o nulo en términos de gravedad, urgencia y tendencia, lo que difiere de la metodología GDE (2007). Sin embargo, para ambas metodologías es posible definir que los elementos L07 y L06 requieren prioridad de mantenimiento.

4. CONCLUSIONES

Del análisis de los resultados, se observó que la mayoría de las manifestaciones patológicas que se producen en la estructura del edificio están asociadas a la humedad en cierto grado, ya sea originando eflorescencias, manchas o infiltraciones. De esta forma, se muestra como un factor recurrente que debe ser resuelto porque puede comprometer las condiciones de seguridad y salud de los propietarios.

Debido a la antigüedad del edificio, los proyectos no se encuentran en la administración del condominio, por lo que no fue posible tener acceso al proyecto estructural, lo que dificultó la identificación de algunos de los elementos estructurales, como fue el caso de las vigas y columnas. Debido a este hecho, los análisis se limitaron sólo a lo que se inspeccionó. El edificio fue sometido a un mantenimiento ocasional a medida que surgían problemas con el paso del tiempo, lo que mitiga, en cierta medida, el efecto del tiempo en el edificio, y la parte superior de la construcción es la que presenta mayor degradación debido a su exposición a la intemperie.

En relación con la aplicación de las metodologías, se observó que el uso de las dos metodologías es complementario. Sin embargo, como también realizaron Santana et al. (2019), se encontró que el uso sólo de la metodología GUT (2014) sería inviable debido a los resultados repetidos, lo que dificulta el análisis en cuanto al aspecto de determinar la prioridad de mantenimiento. Además, la subjetividad sigue presente en la metodología GUT (2014), en cierta proporción, cuando se compara con la metodología GDE (2007), ya que la asignación de notas tiene en cuenta la percepción del evaluador respecto a conceptos como la incomodidad, la molestia y otros.

Mediante la metodología GDE (2007) fue posible determinar el grado de deterioro de cada elemento y definir la prioridad de mantenimiento y su respectivo plazo de intervención. Además, se determinó que el grado de deterioro de la estructura es igual a 35,99, lo que corresponde a un nivel medio de deterioro y requiere una intervención en un plazo máximo de 2 (dos) años. Comparando los valores del grado de deterioro de la familia con el valor global se observa que la familia de losas es crucial para definir el valor obtenido para la estructura en su conjunto, donde se puede identificar que la familia de losas necesita prioridad.

Mediante la metodología GUT (2014) fue posible definir la Gravedad, la Urgencia y la Tendencia de cada manifestación patológica presente en los elementos y no de cada elemento en sí, siendo posible sólo definir una prioridad de mantenimiento, sin definir un plazo para que se realice.

Así, la aplicación de las metodologías, a pesar de las dificultades señaladas, es eficiente e importante para la toma de decisiones, porque permite tener una visión general de los puntos que necesitan más atención y facilita el posterior proceso de mantenimiento y recuperación de estos edificios.

Por lo tanto, en resumen, las prioridades de mantenimiento del edificio son las losas L07 y L06, que necesitan una investigación exhaustiva, para identificar si hay la necesidad de refuerzo para resistir la carga adicional y también la recuperación de sus grietas con el fin de evitar el empeoramiento de la situación.

5. AGRADECIMIENTOS

Gracias a la Universidade Estadual de Goiás por el apoyo para el desarrollo de la investigación y al propietario Ilda Helena Nunes por el permiso para realizar el estudio en la estructura del edificio.

6. REFERENCIAS

- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020), *NBR 16747 – Inspeção predial - Diretrizes, conceitos, terminologia e procedimento*. Rio de Janeiro, 14p.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (1999), *NBR 5674 - Edificações - Procedimento*. Rio de Janeiro, 6p.
- Bolina, F.; Tutikian, B.; Helene, P. (2019), *Patologia de Estruturas*. São Paulo: Oficina do texto.
- Braga, I. C., Brandão, F. da S., Ribeiro, F. R. C., Diógenes, A. G. (2019). *Application of GUT Matrix in the assessment of pathological manifestations in heritage constructions*. Revista ALCONPAT, 9(3), 320 - 335. <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i3.400>
- Fáveri, R.; Silva, A. (2016), *Método GUT aplicado à gestão de risco de desastres: Uma ferramenta de auxílio para hierarquização de riscos*. Revista Ordem Pública, v. 9, n. 1, p. 93–107.
- Fonseca, R. A. (2007), *Estrutura do Instituto Central de Ciências: Aspectos históricos, científicos e tecnológicos de projeto, execução, intervenções e proposta de manutenção*. 231p. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil). Universidade de Brasília, Brasília, 2007.
- Ibape-instituto brasileiro de avaliações e perícias de engenharia (2012), *Norma de Inspeção Predial Nacional*. São Paulo. 18p.
- Junior, R.; Lima, M.; Balestra, C. (2013), *Identificação das principais manifestações patológicas em estruturas de concreto armado pertencentes ao DCTA*. In: Congresso internacional sobre patologia e reabilitação de estruturas, IX, 2013, João Pessoa. Anais..., João Pessoa, 9p.
- Lima, H. J. N., Ribeiro, R. da S., Melo, G. S. S. de A., & Palhares, R. de A. (2019). *Analysis of pathological manifestations of concrete in urban overpasses*. Revista ALCONPAT, 9(2), 247 - 259. <https://doi.org/10.21041/ra.v9i2.308>
- Souza Lopes, L. (2019). *Patologia da construção em concreto armado e as resoluções dos problemas de manutenção*. Revista Científica da Faculdade de Educação e meio ambiente, 10(1), 23–33. <https://doi.org/10.31072/ref.v10i1.804>
- Moura, L. G.; Cavalheiros, C. (2019), *Estudo para reabilitação de patologias nas fachadas de uma edificação*. In: congresso latinoamericano de patologia de construcción y congresso de control de calidad em la construcción, XV, XVII, v.2, Tuxtla Gutiérrez. Anais..., Tuxtla Gutiérrez, 2019, 15p.
- Periard, G. (2011), *Matriz GUT- Guia completo, Sobre Administração*, Disponível em: <http://www.sobreadministracao.com/matriz-gut-guia-completo/>. Acesso em: 15/07/2020.
- Santana, et al. (2019), *Manifestações Patológicas em Estruturas de Concreto Armado Submetidas a Ação de Incêndio : uma classificação prioritária para sua recuperação*. In: Congresso brasileiro do concreto, 61, 2019, Fortaleza. Anais..., Fortaleza: IBRACON, 17p.
- Medeiros, A. et al. (2020), *Aplicação de metodologias de inspeção em ponte de concreto armado*. Ambiente Construído, Porto Alegre, v. 20, n. 3, p. 687–702,
- Souza, V., Ripper, T. (2009), *Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto*. 1. ed. São Paulo: Editora Pini Ltda.
- Tutikian, B., Pacheco, M. (2013), *Boletim Técnico nº 1 – Inspeção, Diagnóstico e Prognóstico na Construção Civil*. Mérida. 17p.
- Verzola, S.; Marchiori, F.; Aragon, J. (2014), *Proposta de lista de verificação para inspeção predial X urgência das manutenções*. In: Encontro nacional de tecnologia do ambiente construído, XV, Maceió. Anais..., Maceió, p. 1226-1235.