

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

DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v11i3>

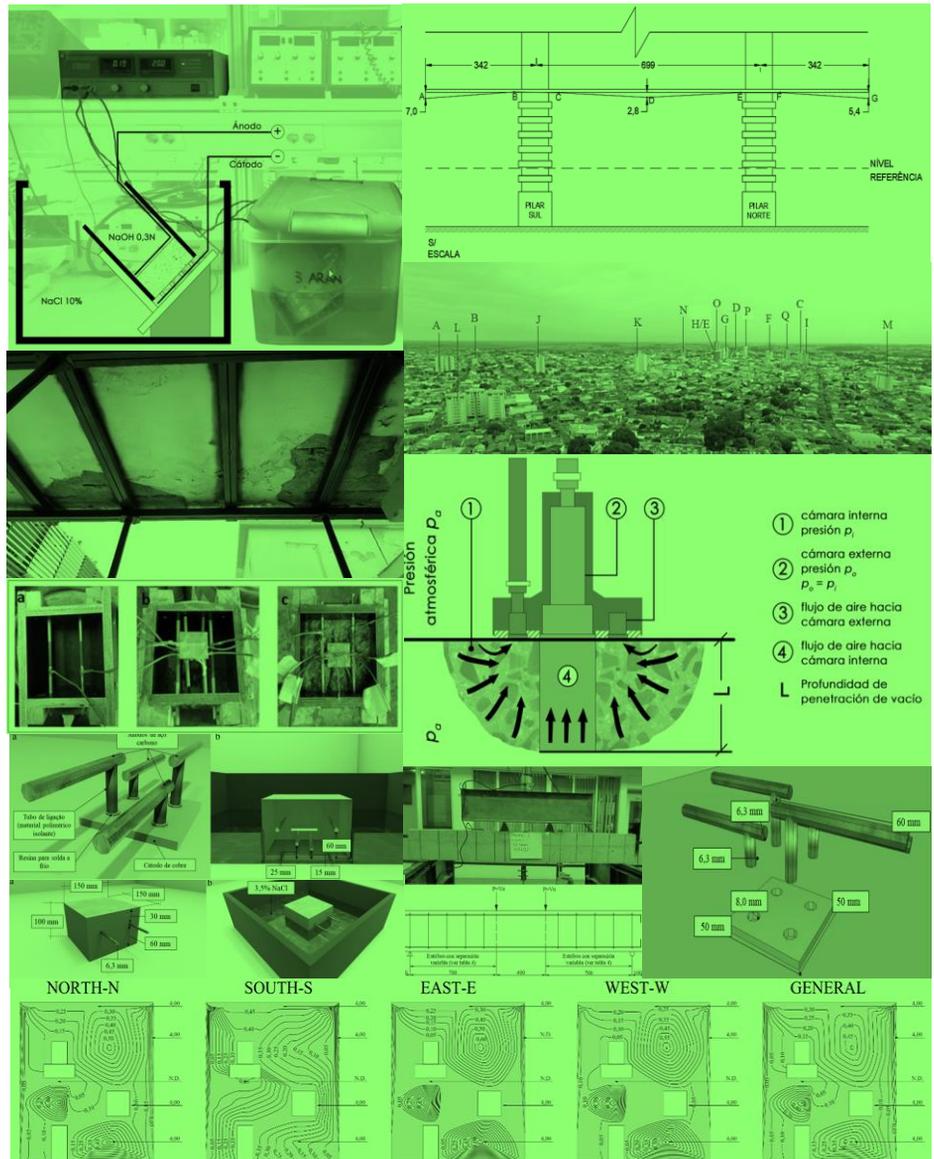
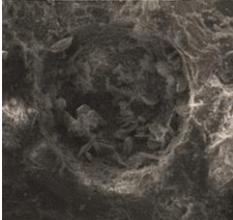
[editorial.revista.alconpat@gmail.com](mailto:editorial.revista.alconpat@gmail.com)

eISSN: 2007-6835

Volumen 11

Septiembre – Diciembre 2021

Número 3



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

<http://www.revistaalconpat.org>

## **ALCONPAT Internacional**

### **Miembros Fundadores:**

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

### **Junta Directiva Internacional:**

#### **Presidente de Honor**

Angélica Ayala Piola, **Paraguay**

#### **Presidente**

Carmen Andrade Perdrix, **España**

#### **Director General**

Pedro Castro Borges, **México**

#### **Secretario Ejecutivo**

José Iván Escalante García, **México**

#### **Vicepresidente Técnico**

Enio Pazini Figueiredo, **Brasil**

#### **Vicepresidente Administrativo** Luis

Álvarez Valencia, **Guatemala**

#### **Gestor**

Paulo Helene, **Brasil**

## **Revista ALCONPAT**

### **Editor en Jefe:**

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

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

Dr. Francisco Alberto Alonso Farrera  
Universidad Autónoma de Chiapas  
Tuxtla Gutiérrez, Chiapas, **México**

### **Editor Ejecutivo:**

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

**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 segundo número de nuestro onceavo 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. Se aceptan también editoriales técnicas de Alconpat

Esta edición V11N3, inicia con un trabajo procedente de **Brasil**, donde Friancieli Tiecher y colegas, evalúan diferentes tipos de cemento frente a la incidencia de la Formación de Etringita Tardía (DEF), utilizando morteros producidos en laboratorio y expuestos a una alta temperatura de curado durante un período de estudio de 12 meses. DEF representa uno de los tipos de ataque interno de sulfato (ISA) relacionado con una reacción química expansiva que ocurre en el concreto que involucra sulfatos de cemento. Los experimentos incluyeron la evaluación de las resistencias a la expansión, a la compresión y a la tracción, y las características microestructurales a lo largo del tiempo. Se observó que las pruebas en morteros requirieron un período de evaluación prolongado para distinguir los comportamientos entre los cementos. Además, el cemento de alta resistencia inicial tuvo el peor comportamiento en relación con el DEF.

En el segundo trabajo, procedente de **España**, Flora Hebe Gurdián Currán y colegas evalúan las propiedades mecánicas y de durabilidad de hormigones de bajo impacto ambiental con sustituciones de cemento por subproductos industriales (35% cenizas volantes y 15% catalizador de craqueo catalítico) y de áridos gruesos por áridos reciclados (20% y 100%). Los hormigones estudiados se han sometido a ensayos de caracterización mecánica, porosidad, permeabilidad al aire y nivel de penetración del ion cloruro. Los resultados obtenidos muestran que las propiedades mecánicas se ven reducidas con el incremento en las proporciones de árido reciclado y de los residuos utilizados como sustitución en la matriz cementante, mientras que las propiedades de durabilidad se ven únicamente afectadas por el aumento en el porcentaje de áridos reciclados. Todos los hormigones estudiados son aptos para ser utilizados como hormigón estructural.

El tercer trabajo de este número es de **México**, donde César Antonio Juárez Alvarado y colegas proponen sustituir parcialmente estribos por fibras de acero para mejorar la resistencia a cortante de vigas. Como variables usaron la relación agua/cemento (a/c), 0.55 y

0.35, el volumen de fibra (Vf), 0, 0.3, 0.5, 0.7% y 0, 0.2, 0.4, 0.6% respectivamente, y la separación de estribos. Los resultados mostraron que la resistencia a cortante con estribos y fibras, fue mayor que la resistencia de las vigas reforzadas con solo estribos. La comparativa entre los datos experimentales y modelos analíticos de predicción de resistencia, mostró que se predice adecuadamente el efecto de la relación (a/c), (Vf), y la aportación del acero longitudinal y transversal. Además, los modelos estudiados predijeron mayormente valores conservadores para la resistencia última experimental a cortante.

En el cuarto artículo procedente de **Venezuela**, Oladis Troconis de Rincón y colegas evalúan el efecto de la arcilla de desecho de un proceso de producción de polioles, como sustituto parcial del cemento en concreto armado, en concentraciones del 0%, 5% y 10%. Se determinaron las características físico-mecánicas del concreto y electroquímicas del acero durante un periodo de 356 días (ISO 11474), en probetas de 15x10x5 cm, con dos barras de acero embebidas en el concreto. Los resultados indican que la resistencia a la compresión disminuyó proporcionalmente según el contenido de arcilla; incrementándose para los 90 días de curado. Sin embargo, la sorción capilar del concreto disminuyó, lo cual permitió que el acero en ambiente marino mantuviera su estado pasivo por más tiempo que sus blancos, para las relaciones a/c evaluadas (0,45 y 0,60).

El quinto artículo, de Analiet Calvo Valdés y colegas, proviene de **Brasil** y tiene como objetivo evaluar la efectividad de un sensor galvánico multi-electrodo en la detección de la probabilidad de corrosión en prismas de hormigón armado sometidos a ciclos húmedos y secos en una solución de NaCl. Se analizaron lecturas de potencial de corrosión ( $E_{corr}$ ), obtenidas utilizando un electrodo de cobre de sulfato de cobre (Cu/CuSO<sub>4</sub>), lecturas de corriente galvánica ( $I_{gal}$ ) y potencial galvánico ( $E_{par}$ ). El sensor desarrollado mostró sensibilidad para detectar el frente de cloruro y predecir la posibilidad de corrosión de la armadura. Las variables  $E_{corr}$ ,  $E_{par}$  e  $I_{gal}$  presentaron comportamientos diferentes como parámetros para monitorear la corrosión.

El sexto trabajo de este número lo escriben Renan Días y colegas de **Brasil**. Este trabajo tuvo como objetivo identificar, mapear y cuantificar las manifestaciones patológicas (BD) en revestimientos de fachadas de mortero (EMR) de 22 edificios residenciales en Fernandópolis-SP, Brasil. Para cuantificar las BDs se utilizaron los métodos de incidencia (M-INC) e intensidad (M-INT), considerando cinco regiones tipificadas de la fachada: muros continuos (1-OCW), alrededor de huecos (2-OOP), parte superior de parapetos y aleros (3-TOP), debajo de balcones/balcones/voladizos (4-BCP) y esquinas/bordes (5-OCE). Se observaron 4351 y 481 BDs por M-INT y M-INC, respectivamente, realizando mapas estándar de degradación. Los BD más frecuentes fueron manchas y grietas. Las regiones más afectadas por M-INT fueron 2-OOP (34,5%), 1-OCW (23,3%) y 4-BCP (21,60%), y para M-INC

fueron 1- OCW (39,9%), 3 -TOP (29,3%) y 2-OOP (16,6%).

El artículo que cierra la edición es de Taís Lara Pio Santos y Paulo Francinete Silva Júnior de **Brasil**, ellos presentan la metodología para la inspección y el mapeo de las manifestaciones patológicas en el monumento del Pórtico del Bautismo Cultural de Goiânia. Es un monumento de principios de los años 40 del siglo XX, representativo del estilo arquitectónico art decó. En 2003 este monumento fue catalogado por el Instituto Nacional del Patrimonio Histórico y Artístico, pero a pesar de su invaluable valor histórico, la estructura tiene varias manifestaciones patológicas. Para lograr este objetivo, se realizaron los siguientes procedimientos: (1) inspección visual; (2) registro fotográfico; (3) anamnesis y (4) ensayos. Las pruebas realizadas fueron esclerometría, pacometría y medición de deformación. Las principales manifestaciones patológicas identificadas fueron agrietamiento, desprendimiento de mortero, corrosión de refuerzos y deformación excesiva.

En este número se ha incluido por primera vez una Editorial Técnica, preparada por miembros de la JDI ampliada, donde se ilustran las lecciones a tener en cuenta cuando ocurran fallas estructurales. En este caso, el del derrumbe de Miami, fue el tema abordado.

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

## EDITORIAL TÉCNICA

### **Necesidad de inspecciones periódicas en las edificaciones. Creación de la Dirección de fallas estructurales de Alconpat Internacional.**

Esta editorial técnica fue dada a conocer oportunamente como una declaración institucional con motivo de los derrumbes de Miami y las acciones inmediatas que Alconpat Internacional tomó. Se reproduce textualmente aquí aquella declaración, respetando su contenido estrictamente. En adición se proporcionan los nombres de quienes integran la nueva Dirección de fallas estructurales de Alconpat Internacional.

Como especialistas en patología del hormigón, las imágenes del derrumbe del edificio cercano a Miami nos parecieron sobrecogedoras, tanto por el número de víctimas al ocurrir por la noche, como por la secuencia de cómo se produjo. Esta sensación de angustia se produce porque el principal objetivo de la ingeniería estructural es la seguridad de la vida de las personas que usan las estructuras y edificios, además de su funcionalidad y estética. La seguridad en que el edificio no se derrumba es la esencia de la ingeniería estructural. A este primigenio objetivo se suma en nuestro caso la especialidad que desarrollamos. Tal como los médicos al cuerpo humano, nos dedicamos a detectar las posibles lesiones y deterioros que la acción del ambiente, las cargas sobre el edificio o el propio uso puedan haber provocado según pasan los años.

La seguridad absoluta no existe y cuanto más seguridad más costosa resulta la estructura. Por ello durante la fase de diseño de una estructura nueva los cálculos se optimizan comúnmente para que la probabilidad de colapso de las edificaciones de viviendas sea de 1 en un millón. Es decir, la seguridad se optimiza con el costo para que la probabilidad de colapso sea razonablemente pequeña. Esta probabilidad teórica fue primero propuesta por el CEB (Comité Euro Internacional del Concreto) y luego adoptada implícita o explícitamente a nivel mundial como base de todos los códigos estructurales. En la actualidad, existe un Comité Internacional sobre Seguridad Estructural (JCSS) que se ocupa de mantener y difundir los conocimientos en esta materia. El resultado de décadas de aplicación de los principios de lo que técnicamente denominamos “estados límite” ha sido altamente satisfactorio, pues es percepción general que, si en cada país se siguen las normas basadas en dichos conceptos, los accidentes son realmente escasísimos.

En el caso del edificio cerca de Miami la construcción tenía una antigüedad de 40 años por lo cual no debería haberse visto afectado el nivel de seguridad del proyecto, que se debe mantener a lo largo de toda la vida útil de la estructura. Sin entrar en detalles técnicos, la seguridad no puede ser menor a la reglamentariamente establecida y se debe mantener en el tiempo y para ello. Si es necesario, las edificaciones se refuerzan y reparan. Así pues, las inspecciones periódicas deben contener un apartado prioritario para que se revise y compruebe que la seguridad estructural sigue manteniendo los niveles previstos en el proyecto. No solo es cuestión de detectar humedades o fallos funcionales o de cerramientos y cubiertas, que también son importantes ya que afectan al confort, pero comparativamente resultan secundarias cuando está en juego la vida humana. El objetivo fundamental debe ser revisar los componentes estructurales y confirmar que se mantiene su buen comportamiento. Por ello, el inspector debería no solo tener conocimientos de ingeniería estructural sino también de patología y durabilidad de los materiales, es decir saber cuáles lesiones y deterioros son posibles por la ubicación particular de cada estructura, en detectar su grado de riesgo y su afectación a los niveles de seguridad estructural requeridos.

Existen ya guías y recomendaciones de como efectuar la inspección y que ensayos realizar en estructuras existentes, para detectar lesiones ocultas a pesar de la buena apariencia externa, como pueden ser disminuciones inesperadas de la resistencia mecánica del hormigón por ataques químicos, por salinidades elevadas en aguas freáticas o por la corrosión del acero de refuerzo en medios marinos, como el que hay en el sitio del derrumbe.

En el caso del edificio derrumbado, no nos atrevemos a aventurar opinión sobre las causas del derrumbe al carecer de los datos necesarios para su análisis, pero si queremos manifestar, que es necesario “aprender lecciones” que permitan evitar otros accidentes en circunstancias similares. Solo un análisis riguroso forense, desarrollado por especialistas, será capaz de confirmar la verdadera causa a partir de todas las hipótesis que se planteen.

Queremos manifestar que nos parecieron esenciales algunas cuestiones en la etapa en la que estuvieron los trabajos de desescombro, respetando completamente la necesidad de que hayan sido lo más rápidos posibles, siempre considerando que la mayor prioridad es encontrar vida o al menos restos humanos y pertenencias personales.

Que se dé intervención a especialistas de reputación en patología y durabilidad del hormigón y los materiales, y los hay, por ejemplo, en las universidades mismas de Florida, que asesoren y colaboren con los rescatistas para tomar muestras e identificar indicios sobre las posibles causas del derrumbe. Si esas pruebas no se adquieren ahora, se puede perder evidencia crucial para elucidar la validez de las hipótesis que necesitan ser desarrolladas para explicar el derrumbe. Por ejemplo, es esencial tener muestras expertamente seleccionadas de los hormigones y de las armaduras de los pilares de la planta baja y de las losas del basamento.

Al haberse determinado por cuestiones de seguridad la demolición de la parte restante del edificio, debe haber una separación de restos entre uno y otro derrumbe para que se acometa una inspección inmediata de la parte del edificio que todavía estaba en pie, con el fin de comprobar el grado de lesiones o de la integridad de sus materiales, en especial de la base de los pilares y de las zonas de unión con las cimentaciones y las losas de los entresijos. Esto permitirá una comparación entre ambos derrumbes, que solo una inspección por especialistas en patología puede ayudar a dilucidar.

Además, dado que existe un edificio gemelo del que se ha derrumbado sería necesario efectuar una inspección por los mencionados especialistas en durabilidad del hormigón para ampliar la posibilidad de confirmar las hipótesis que se puedan plantear

Como especialistas en patología de las construcciones de ALCONPAT (Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y recuperación de la Construcción) queremos declarar que hemos constituido de inmediato dentro de nuestra organización, una comisión de expertos independientes comparable a la manera que se hace con los accidentes aeronáuticos. De los accidentes particularmente se pueden detectar defectos que no se deben repetir en otras construcciones, incluyendo el perfeccionamiento de los diagnósticos a realizar en las estructuras en servicio. Es fundamental que este tipo de accidentes sean explicados por la ingeniería estructural de forma transparente y aprovechable para los códigos y recomendaciones del mundo. Solo la transparencia y la publicidad de las conclusiones devolverá a la sociedad la confianza en que realmente existen los conocimientos y los profesionales capaces de detectar vicios y lesiones en las estructuras y con ello anticiparse y evitar otros accidentes similares con las consecuencias más lamentables, las pérdidas de vidas humanas.

La Dirección de Fallas Estructurales de Alconpat Internacional quedó integrada por Raúl Husni (Presidente, Argentina), Jesús Rodríguez (Integrante, España), Andrés Torres (Integrante, México), Paulo Helene (Integrante, Brasil), Alberto Sagüés (Integrante, Argentina/USA).

Firmado por:

Junta Directiva Internacional (ampliada)



## CONTENIDO

### INVESTIGACIÓN BÁSICA

**Tiecher, F., Langoski, M., Hasparyk, N.:** Comportamiento de los morteros con diferentes tipos de cemento cuando son inducidos a la Formación de Etringita Tardía (DEF). 1 - 16

**Gurdián, H., Garcés, P., Zornoza, E., García Alcocel, E.:** Comportamiento de hormigones con adiciones puzolánicas y árido reciclado. 17 - 30

**Juárez-Alvarado, C. A., Mendoza-Rangel, J. M., Terán-Torres, B. T., Valdez-Tamez, P. L., Castruita-Velázquez, G.:** Comportamiento teórico-experimental de fibras de acero como reemplazo parcial del refuerzo a cortante en vigas de concreto reforzado. 31 - 49

**Troconis de Rincón, O., Millano, V., Suarez, W., Navarro, L., De Turrís, A., Amesty, R.:** Evaluación del efecto de la arcilla de desecho de un proceso de producción de polioles como sustituto parcial del cemento en concreto armado 50 - 63

### INVESTIGACIÓN APLICADA

**Calvo Valdés, A., Medeiros, M. H. F., Macioski, G.:** Sensor de corrosión para monitorear estructuras de hormigón armado: Ensayos en especímenes de hormigón armado. 64 - 87

### CASO DE ESTUDIO

**Dias, R., Pagoto, L., Tsutsumoto, N., Fioriti, C.:** Mapeo de manifestaciones patológicas en revestimientos de mortero (RAF): un estudio de caso en edificios residenciales. 88 - 107

### INVESTIGACIÓN DOCUMENTAL

**Pio Santos, T. L., Silva Júnior, P. F.:** Documentación de las manifestaciones patológicas del Pórtico del Bautismo Cultural de Goiânia - monumento histórico Art Déco. 108 - 122

## Comportamiento de los morteros con diferentes tipos de cemento cuando son inducidos a la Formación de Etringita Tardía (DEF)

F. Tiecher<sup>1\*</sup>, M. Langoski<sup>2</sup>, N. Hasparyk<sup>3</sup>

\*Autor de Contacto: [francieli.bonsembiante@imed.edu.br](mailto:francieli.bonsembiante@imed.edu.br)

DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v11i3.537>

Recepción: 16/05/2021 | Aceptación: 03/08/2021 | Publicación: 01/09/2021

### RESUMEN

Este trabajo tiene como objetivo evaluar diferentes tipos de cemento frente a la incidencia de la Formación de Etringita Tardía (DEF), utilizando morteros producidos en laboratorio y expuestos a una alta temperatura de curado durante un período de estudio de 12 meses. DEF representa uno de los tipos de ataque interno de sulfato (ISA) relacionado con una reacción química expansiva que ocurre en el concreto que involucra sulfatos de cemento. Los experimentos incluyeron la evaluación de las resistencias a la expansión, a la compresión y a la tracción, y las características microestructurales a lo largo del tiempo. Se observó que las pruebas en morteros requirieron un período de evaluación prolongado para distinguir los comportamientos entre los cementos. Además, el cemento de alta resistencia inicial tuvo el peor comportamiento en relación con el DEF.

**Palabras clave:** etringite; DEF; expansiones; propiedades mecánicas; argamasa; microestructura.

**Citar como:** Tiecher, F., Langoski, M., Hasparyk, N. (2021), “Comportamiento de morteros con diferentes tipos de cemento si son inducidos a la Formación de Etringita Tardía (DEF)”, Revista ALCONPAT, 11 (3), pp. 1 – 16, DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v11i3.537>

<sup>1</sup> Escola Politécnica, Mestrado em Engenharia Civil, IMED, Passo Fundo, Brazil

<sup>2</sup> Mestrado em Engenharia Civil, IMED, Passo Fundo, Brazil

<sup>3</sup> Departamento de Durabilidade, Eletrobrás Furnas S.A., Aparecida de Goiânia, Brazil

#### Contribución de cada autor

En este trabajo, el autor F. Tiecher se encargó de analizar y discutir los resultados y redactar el artículo. El autor N. Hasparyk fue responsable del análisis del microscopio electrónico de barrido, el análisis y la discusión de los resultados, así como de la redacción del artículo. El autor M. Langoski fue el encargado de realizar las pruebas de laboratorio.

#### Licencia Creative Commons

Los derechos de autor (2021) 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 primer número del año 2022.

## Behavior of mortars with different types of cement when induced to Delayed Ettringite Formation (DEF)

### ABSTRACT

The purpose of this paper is to present an evaluation of different types of cement and the incidence of Delayed Ettringite Formation (DEF) through mortar composites cast in the laboratory and exposed to a high curing temperature over a 12-month study period. DEF represents one of the types of Internal Sulfate Attacks (ISA) related to an expansive chemical reaction that occurs inside of concrete involving the sulfates from cement. Experiments involved the assessment of expansions, compressive and tensile strengths as well as microstructural characteristics over time. It was observed that tests performed on mortars and with a specific mix required an extended evaluation period to distinguish the behaviors. Furthermore, high early-strength cement featured the worst binder when faced with DEF.

**Keywords:** ettringite; DEF; expansions; mechanical properties; mortar; microstructure.

## Comportamento de argamassas com diferentes tipos de cimento quando induzidas à Formação de Etringita Tardia (DEF)

### RESUMO

Este trabalho objetiva a avaliação de diferentes tipos de cimento frente à incidência de Formação de Etringita Tardia (DEF), através de argamassas produzidas em laboratório e expostas a alta temperatura de cura durante um período de estudo de 12 meses. A DEF representa um dos tipos de Ataque Interno de Sulfato (ISA) relacionado a uma reação química expansiva que ocorre no concreto envolvendo sulfatos do cimento. Os experimentos envolveram avaliação de expansões, resistências à compressão e à tração, e características microestruturais ao longo do tempo. Observou-se que os ensaios em argamassas exigiram um período de avaliação prolongado para distinguir os comportamentos entre os cimentos. Além disso, o cimento de alta resistência inicial apresentou o pior comportamento em relação à DEF.

**Palavras-chave:** etringita; DEF; expansões; propriedades mecânicas; argamassa; microestrutura.

### Información Legal

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

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 Etringita primaria se produce a partir de la reacción de aluminatos y iones de sulfato del clínker (C3A; C4AF; SO<sub>3</sub>) durante el proceso de hidratación. Sin embargo, este compuesto se vuelve inestable cuando las temperaturas del hormigón ultrapasan los 60-65°C en las primeras horas tras el moldado. Esa situación se puede dar debido al calor excesivo de hidratación generada por la hidratación del cemento o incluso por procesos de curado térmico, que normalmente son adoptados para elementos premoldeados en la industria. De esta forma, tras el resfriado, la DEF puede darse (Taylor, 1997; Bauer, 2006; Ifsttar, 2018).

Varios estudios laboratoriales se presentan en la literatura, pero debido a la adopción de diferentes parámetros hay dificultad de realizar comparaciones precisas. Además de los iones de sulfato y de la temperatura, los principales factores condicionantes son la presencia de aluminatos y la elevada humedad (Mehta; Monteiro, 2014; Neville, 2016; Kchakech et.al., 2016; Thiebaut et.al., 2018; Ramu et.al., 2021).

Otros factores influyentes pueden provocar la DEF de forma más rápida. Entre ellos están los tipos de materiales utilizados en el hormigón y las condiciones de exposición (Fu et.al., 1997; Leklou et.al., 2013). Con relación a la exposición del hormigón, la humedad es necesaria para favorecer la DEF, además de la elevación de la temperatura en las primeras horas de hidratación del cemento (Godart, 2017). Asimismo, el nivel de temperatura y el tiempo de permanencia en el pico de esta también influye en la tasa de cristalización de la Etringita (Kchakech et al., 2016; Giannini et al., 2018). Algunos investigadores evaluaron el efecto de las adiciones puzolánicas (Al Shamaa et.al., 2016; Dayarathne et.al., 2013; Ramlochan et.al., 2013; Amine et.al., 2017; Asamoto et.al., 2017; Leklou et.al., 2016; Rashidi et.al., 2017), aunque no haya habido un acuerdo sobre esas incorporaciones hasta el momento. Algunas investigaciones apuntan que la adición de puzolanas mitiga la DEF, pues reduce el aumento de la temperatura del hormigón durante la hidratación del cemento. (Ramlochan et al. 2003; Mehta; Monteiro, 2014; Amine et al., 2017). De la misma manera, se han estudiado adiciones minerales con relación a su interacción durante la hidratación del cemento (Dayarathne et.al., 2013; Amine et.al., 2017).

Algunos investigadores indican un efecto benéfico de las cenizas volantes (Ramlochan et.al., 2003; Dayarathne et.al., 2013; Amine et.al., 2017; Asamoto et.al., 2017; Leklou et.al., 2017), pero otros sugieren que esa adición apenas atrasa las neoformaciones de Etringita y el proceso expansivo de la DEF (Schovanz, 2019; Bronholo, 2020; Schovanz et.al., 2021).

El contenido de las puzolanas varía entre los estudios que tienen como objetivo mitigar la aparición de DEF. Algunos investigadores concluyeron que la incorporación del 15% de ceniza volante sobre la masa de hormigón es adecuado para la prevención (Amine et. al., 2017), mientras que otros indican que el 30% es el contenido necesario (Leklou et.al., 2017). Esas diferencias generalmente están relacionadas al tipo y composición de las acciones minerales (Ramlochan et.al., 2003).

Las concentraciones de algunos componentes pueden interferir en el proceso químico de la DEF. Taylor et al. (2001) apuntan la relación de SO<sub>3</sub> / Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>. En el caso de la sustitución del cemento por ceniza volante, esa relación tiende a reducirse y a minimizar las expansiones por DEF (Ramlochan et.al., 2013; Leklou et.al., 2016).

La fabricación de hormigón conlleva la incorporación de diferentes tipos y contenidos de adiciones minerales, dependiendo de la disponibilidad local de insumos. Se trata de una práctica global; además de reducir el consumo de energía en la producción de clínker, existe un uso ideal de residuos para compensar la huella de carbono. Además de eso, esta práctica también puede mejorar el desempeño del hormigón y la resistencia a ataques químicos. La actuación del hormigón de alta resistencia inicial es conocida por traerle graves daños y es responsable por diversos casos de DEF diagnosticados en algunos elementos y estructuras en Brasil (Hasparyk et.al., 2016; Godart, 2017; Hasparyk e Kuperman, 2019). Altos contenidos de cemento y características físicoquímicas

específicas pueden interferir en la liberación de calor durante la hidratación (Melo et.al., 2011; Godart, 2017).

Algunos estudios de laboratorio realizados en argamasas pueden ser observados en la literatura a favor de la DEF (Adamopoulou et.al., 2011; Dayarathne et.al., 2013; Leklou et.al., 2016). El uso de argamasas también fue usado anteriormente para otros tipos de patologías (como reacción álcali agregada) a fin de simplificar los métodos de prueba y normalizarlos.

Evidencias de la relación entre el C3A y la intensidad de la Etringita formada pueden ser observadas en los estudios involucrando argamasas de Katsioti et al. (2011). Además de eso, investigadores como Asamoto et al. (2017) determinaron en laboratorio que la DEF ocurrirá a penas en la presencia de contenidos de SO<sub>3</sub> por encima del 3%. Adamopoulou et al. (2011) identificaron DEF prematuramente (3 meses) en argamasas que habían sido curadas térmicamente a 50°C, aunque la mayoría de los estudios indique que la temperatura límite es de 65°C (Al Shamaa et.al., 2016; Godart, 2017). Bronholo (2020) no detectó expansiones expresivas en argamasas con cemento puzolánico cuando se expusieron las argamasas a ataques combinados de DEF y RAA, a lo largo de un año. Sin embargo, el citado estudio mostró, por medio de análisis microestructurales, que la DEF está presente en las matrices.

El presente estudio evaluó la influencia de diferentes tipos de cemento en el surgimiento de la DEF por medio de prueba y análisis laboratoriales realizados en compuestos de hormigón.

## 2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

### 2.1 Materiales

El programa experimental utilizó cuatro tipos diferentes de cemento Portland: cemento de alta resistencia inicial (CP V); cemento compuesto con ceniza volante (cerca del 9% - CP II-Z); cemento compost con filler calcáreo (cerca del 6% - CP II-F); cemento puzolánico (cerca del 24% de ceniza volante - CP IV). La Tabla 1 presenta las características químicas de los cementos, obtenidas por fluorescencia de rayos X, así como su finura por Blaine.

Tabla 1. Principales características de los cementos

Parámetro (%)	CP V	CP II-F	CP II-Z	CP IV
<i>CaO</i>	0.93	0.74	1.02	0.85
<i>SiO<sub>2</sub></i>	19.56	20.41	22.69	30.73
<i>Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub></i>	5.26	4.55	5.82	8.60
<i>Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub></i>	2.87	2.12	3.07	3.83
<i>Na<sub>2</sub>O<sub>eq</sub></i>	0.54	0.47	0.41	1.02
<i>MgO</i>	1.03	1.35	1.10	1.57
<i>SO<sub>3</sub></i>	2.93	2.52	1.85	0.05
<i>SO<sub>3</sub>/Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub></i>	0.56	0.55	0.32	0.01
<i>Residuo Insoluble</i>	0.55	5.74	8.72	24.48
<i>Pérdida al fuego</i>	4.28	8.71	6.08	5.13
<i>Finura Blaine</i>				
<i>(cm<sup>2</sup>/g)</i>	4,250	4,450	5,110	4,050

\*Na<sub>2</sub>O<sub>eq</sub> = 0.658 K<sub>2</sub>O + Na<sub>2</sub>O.

El agregado menudo utilizado en los experimentos posee una dimensión máxima de 4.8 mm y es inocuo a la reacción álcali agregada (RAA), conforme el ensayo acelerado de barras de argamasa (NBR 15577-4, 2018).

## 2.2 Procedimientos de mezcla y curado

El trazo empleado fue de 1: 2.275 (cemento: agregado menudo) y la relación agua-cemento de 0.485, conforme ASTM C 1012 (2018).

El procedimiento es el ciclo térmico adoptado para inducir la DEF previamente propuestos por Schovanz (2019) y Hasparyk et al. (2020). Los cuerpos de prueba se moldaron y mantuvieron por 6 horas en una sala húmeda hasta el inicio del ciclo térmico (período de precurado). A continuación, los cuerpos de prueba se sumergieron en agua con aumento gradual de la temperatura de 25°C hasta 85°C, permaneciendo en esta condición por 12 horas, siguiendo con el resfriado hasta los 38°C. La tasa de calentamiento y resfriado fue de 10°C por hora, a lo largo del tiempo, y hasta un año (Figura 1).

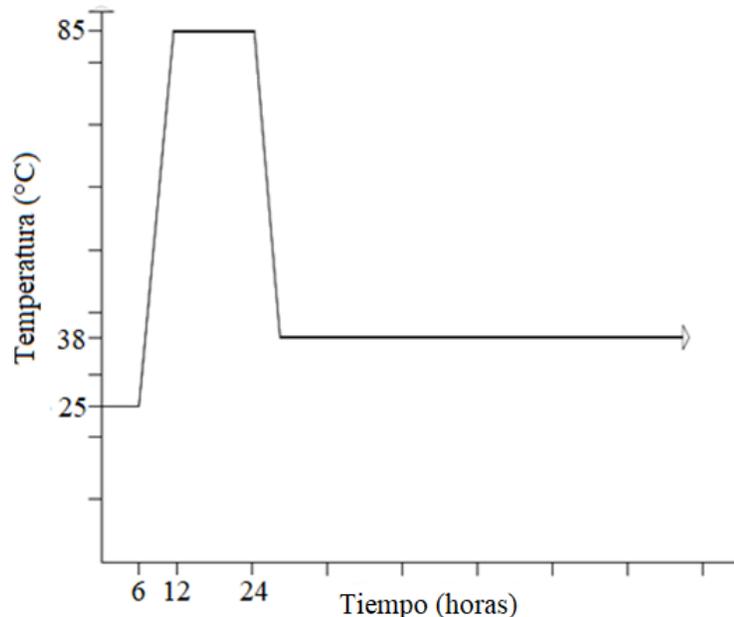


Figura 1. Ciclo térmico y ambiente de exposición.

## 2.3 Investigaciones en laboratorio

Se realizaron análisis físicos, mecánicos y microestructurales para evaluar la DEF. Las expansiones y variaciones de masa fueron monitoreadas periódicamente con 3 prismas de argamasa para cada hormigón (25x25x285 mm) durante 365 días. Del mismo modo, se determinaron las propiedades mecánicas, como resistencia a la compresión y resistencia a la tracción, por compresión diametral, en 4 cuerpos de prueba cilíndricos para cada edad y hormigón (50x100 mm), a lo largo del tiempo, por la NBR 7215 (ABNT, 2019) y la NBR 7222 (ABNT, 2011), respectivamente. Los análisis microestructurales se realizaron en microscopio electrónico de barrido con EDS. Se recogieron muestras de fractura de la parte interna de los especímenes tras los ensayos mecánicos y se investigaron por un detector de electrón secundario (SE).

## 3. RESULTADOS Y DISCUSIONES

De acuerdo con la Figura 2, las expansiones para las argamasas conteniendo cemento CP V fueron mucho mayores que aquellas en la presencia de adiciones minerales. El primer gran aumento se inició después de 150 días y duró hasta 200 días; pasado ese tiempo, se observó un periodo de letargo de hasta 260 días, seguido de otro aumento de la expansión por cerca de 300 días. Rápidamente, la tasa de expansión creciente se intensificó hasta 365 días (la expansión máxima fue del 1.8%). Aunque los cementos con ceniza volante (ambos, CP II-Z y CP IV) hayan producido expansiones reducidas (por debajo del 0.10% en 365 días), se observa una mayor dispersión para

expansiones a lo largo del tiempo. El hormigón con filler calcáreo (tipo CP II-F) tuvo un desempeño totalmente diferente de los demás. Con el tiempo y hasta cerca de 300 días hubo pequeñas expansiones por debajo del 0.06%. Tras este periodo, se percibió una tasa de crecimiento significativa de hasta 365 días, cuando la argamasa alcanzó una expansión media del 0.45%.

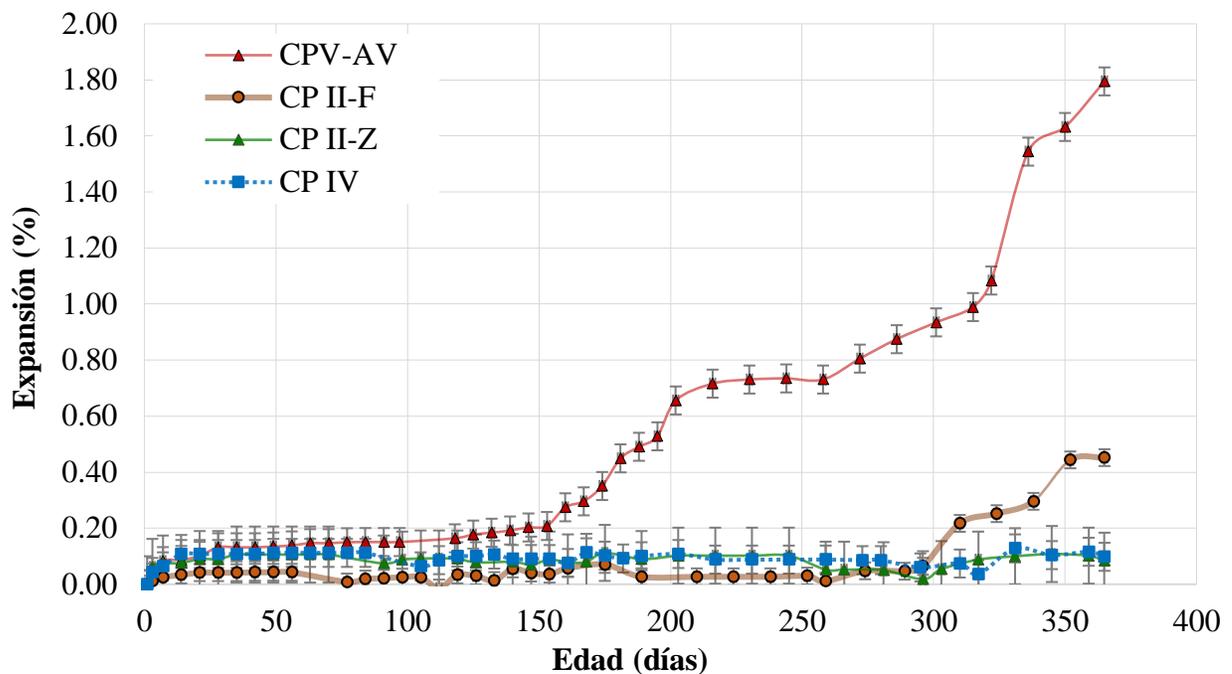


Figura 2. Expansiones por DEF a lo largo del tiempo.

La presencia de ceniza volante influye en el contenido de  $Al_2O_3$  e  $SO_3$  (Tabla 1) de los cementos, con reducción significativa en la relación  $SO_3 / Al_2O_3$ , seguida de menores expansiones.

De acuerdo con la literatura (Ramlochan et.al., 2013; Leklou et.al., 2016) esos parámetros pueden indicar un mejor desempeño del cemento con ceniza volante (CP II-Z e CP IV) con relación a los hormigones sin ceniza. CP V y CP II-F no contiene puzolanas, siendo que la principal diferencia está relacionada a su finura (CP V -  $4,250 \text{ cm}^2 / \text{g}$ ; CP II-F -  $4,450 \text{ cm}^2 / \text{g}$ ) y a la presencia de filler de calcáreo (5.74%). La finura del cemento acelera las reacciones de hidratación y, por tanto, el calor de la hidratación. Shamaa et al. (2016) ya habían presentado el efecto del filler en la cinética de la reacción de la DEF; sin embargo, comprobaron que no es capaz de atenuar la DEF. Según los autores, las expansiones pueden aumentar y el periodo de latencia puede reducirse con el aumento de partículas de filler calcáreo en las mezclas. La reacción de iones carbonato disueltos del filler de calcáreo con las fases de aluminato del cemento Portland lleva a la formación de carboaluminatos en oposición a los sulfoaluminatos y estabiliza la Etringita que se produce en edades precoces.

Las propiedades mecánicas fueron coherentes con el comportamiento de las expansiones entre los cementos testados. La resistencia a la compresión de los morteros aumentó de un mes para seis meses para todos los hormigones testados (Figura 3). Por otro lado, a los 12 meses hubo una disminución. Dicha reducción de esta propiedad en comparación a los 28 días fue mucho más crítica para el cemento sin adición (CP V) y aquel con filler de calcáreo (CP II-F), el 63% y el 54%, para niveles de expansión de 1.79 y 0.45, respectivamente. Aunque el nivel de expansiones del CP V haya sido superior al del CP II-F, la argamasa obtuvo mayores resistencias en las primeras edades con relación al hormigón CP II-F. Expansiones por encima del 0.40% son muy elevadas, impactando en las resistencias y fisurando los composites, como era esperado (Schovanz, 2019; Bronholo, 2020).

En la presencia de ceniza volante, y principalmente para o CP II-Z, no se observó una disminución de la resistencia a la compresión a lo largo de un año, considerando las expansiones bajas (menos del 0,10%), pero con relación a los 6 meses hubo una reducción del casi 2% en la presencia de este cemento, mientras que el cemento puzolánico (CP IV) sufrió una disminución de cerca del 25% en el mismo periodo (Figura 3 y Tabla 2).

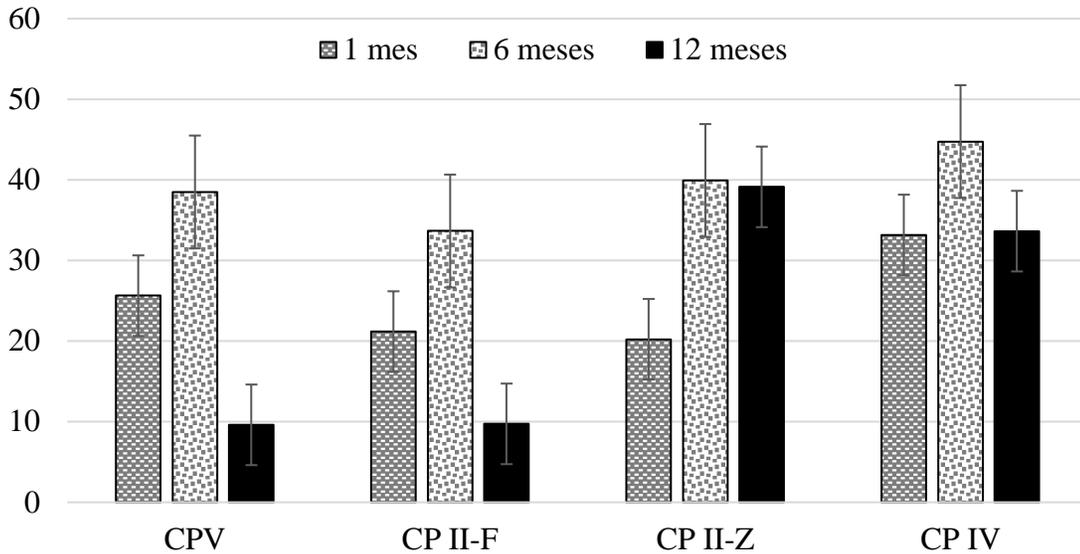


Figura 3. Resistencia a la compresión a lo largo del tiempo.

Aunque la resistencia a la compresión no sea la principal propiedad influenciada por las reacciones expansivas, no es lo que ocurre en el caso de la DEF. La microfisura generada por la DEF se inicia en la zona de transición interfacial (TZ), entre el cemento y el agregado, llevando a la influencia negativa en esta propiedad, principalmente en mezclas con adiciones puzolánicas (Taylor et. al., 2001). La autocicatrización de fisuras en compositos cementicios alcanzada a través del uso de puzolanas puede explicar el mejor desempeño de los compositos con ceniza volante con relación a la resistencia a la compresión (Termkhajornkit et.al., 2009, Van Tittelboom e De Belie, 2013).

La resistencia a la tracción presentó una sensibilidad ligeramente mayor debido a las expansiones del CP V (1.79%) y del CP II-F (por encima del 0.45%). A los seis meses ya se observó una disminución de esa propiedad, seguida de una nueva bajada a los 12 meses. A los seis meses, la resistencia a la tracción tuvo una reducción de cerca del 9% para los dos tipos de cemento sin ceniza volante. En la última edad, las argamasas con CP V y CP II-F sufrieron una reducción del 68% y del 57%, respectivamente (Tabla 2 y Figura 4). Algunos investigadores mostraron que expansiones del orden del 0.2-0.3% son capaces de afectar a la resistencia a la tracción, mientras que las resistencias a la compresión son influidas en niveles más elevados de expansiones (Giannini et al., 2018; Leklou et al., 2016).

Las argamasas con ceniza volante obtuvieron un desempeño diferente, con aumento de la resistencia a la tracción hasta los primeros seis meses, siguiendo el comportamiento de la resistencia a la compresión, pero con el pasar del tiempo, y a los 12 meses, hubo una disminución del 19% y del 12% para el CP II -Z y CP IV, respectivamente (Figura 4). La ganancia inicial en la resistencia a la tracción se da debido a las reacciones puzolánicas involucrando las adiciones minerales que están presentes en estos hormigones.

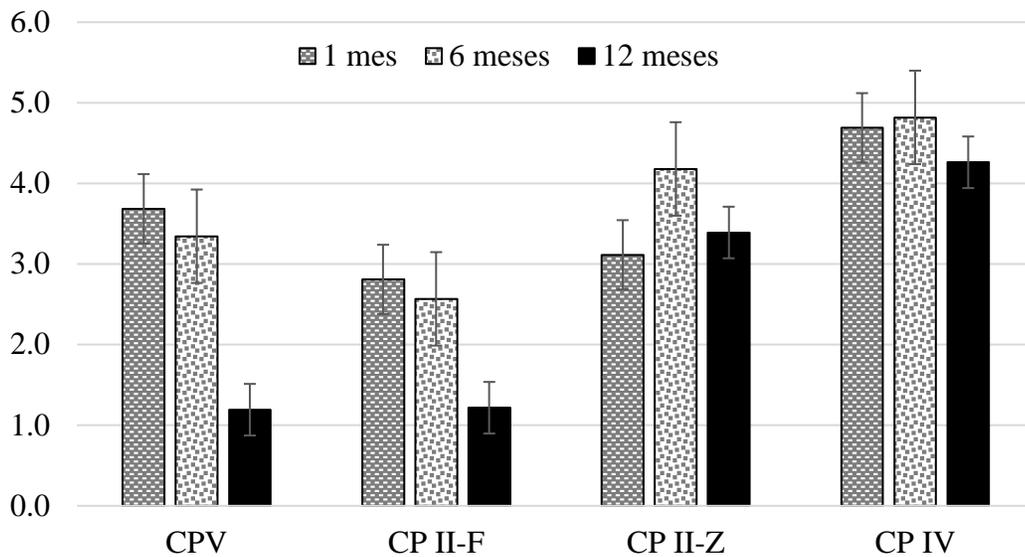


Figura 4. Resistencia a la tracción a lo largo del tiempo.

Tabla 2. Comportamiento de las propiedades de las argamasas con relación a las expansiones en un año.

<i>Tipo de hormigón</i>	<i>Reducción en la resistencia a la compresión (%)</i>	<i>Reducción en la resistencia a la tracción (%)</i>	<i>Expansión (%)</i>
<b>CP V</b>	-63	-68	1.79
<b>CP II-F</b>	-54	-57	0.45
<b>CP II-Z</b>	93	9	0.08
<b>CP IV</b>	1	-9	0.10

De acuerdo con la Tabla 2 queda evidente que para expansiones por encima del 0.45% el daño a las propiedades mecánicas es muy expresivo, con reducciones del orden del 50%. Además de eso, para expansiones del orden del 0.10% ya existen señales claras de un inicio de deterioro de la DEF, una vez que la resistencia a la tracción tiene una reducción de cerca del 10% en un año. Ese reflejo negativo genera preocupación tanto al desempeño de los hormigones moldados como al hormigón puzolánico con relación a la DEF. El nivel de expansión no parece tan alto como lo esperado, pero se detectaron consecuencias mecánicas y la DEF se observó por medio de análisis microestructurales. De esta manera, para estudios de DEF en argamasas, el límite en un año debería ser menor. Son necesarios más estudios para definir un método de prueba totalmente confiable límite de expansiones.

Las correlaciones entre las resistencias y el nivel de expansiones se presentan en la Figura 5 y en la Figura 6. Conforme las expansiones aumentan, las resistencias disminuyen para los cementos CP V y CP II-F; por otro lado, no es posible establecer correlación en la presencia de cementos con la ceniza volante (CP II-Z y CP IV). Para corroborar esa afirmación, se realizaron análisis microestructurales y se indicaron claramente la formación de cristales de Etringita en las argamasas conteniendo ceniza volante. De la misma manera, se analizaron muestras de argamasa de otros hormigones y la DEF detectada. En las imágenes 7, 8, 9 y 10 se puede observar la presencia de DEF, y se presentan algunos espectros de EDS, confirmando la característica química de las formaciones de Etringita.

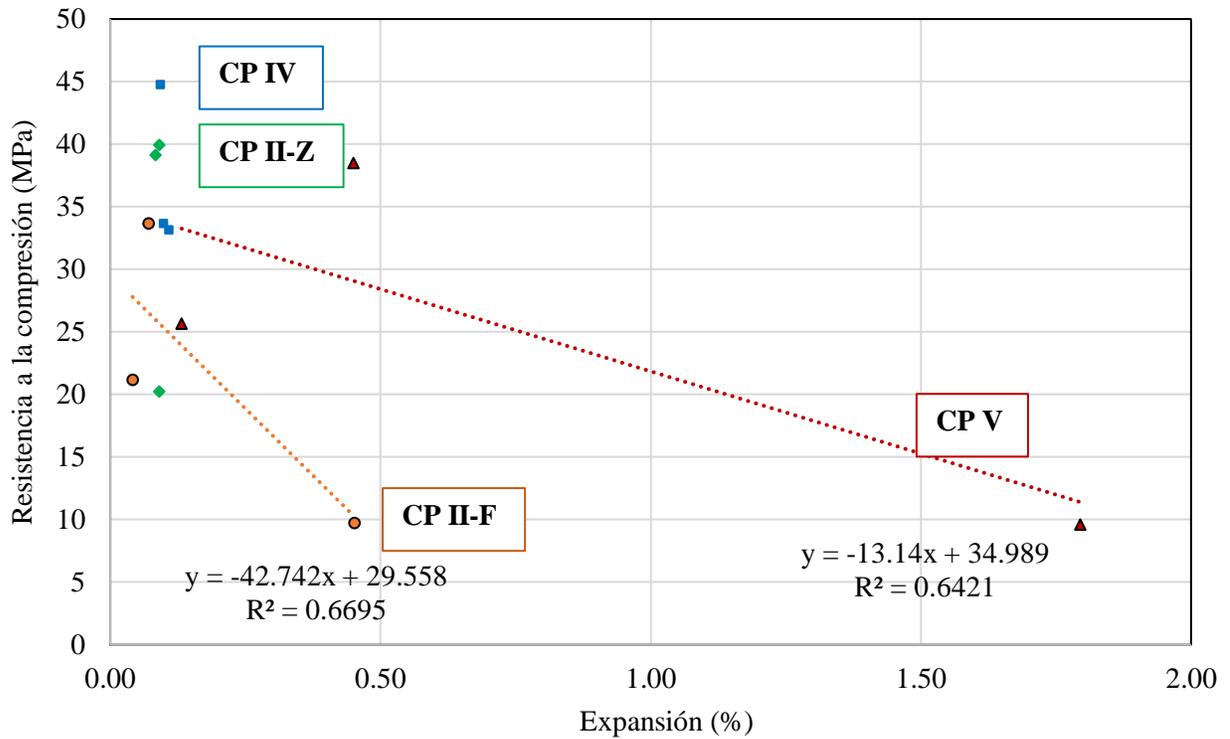


Figura 5. Correlación entre resistencia a la compresión y expansión.

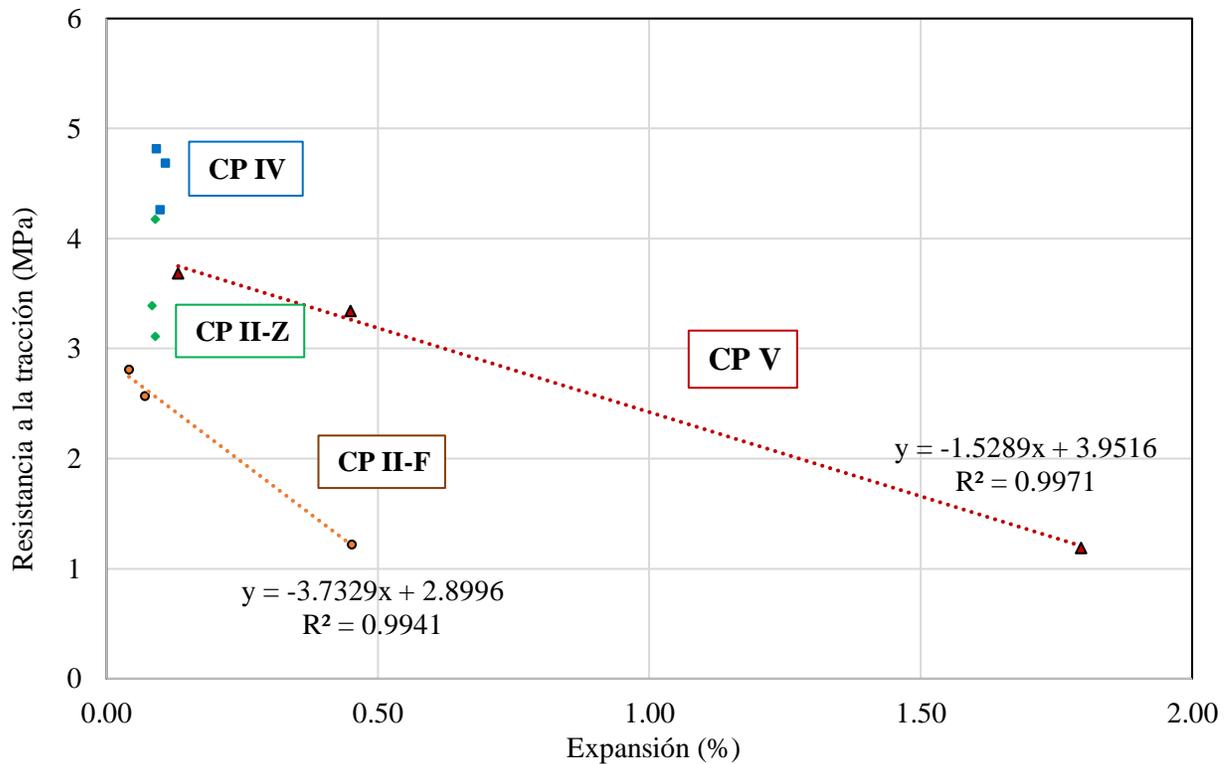
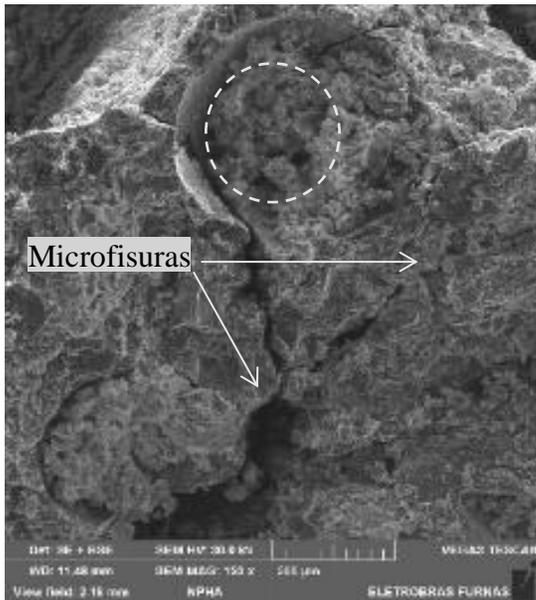
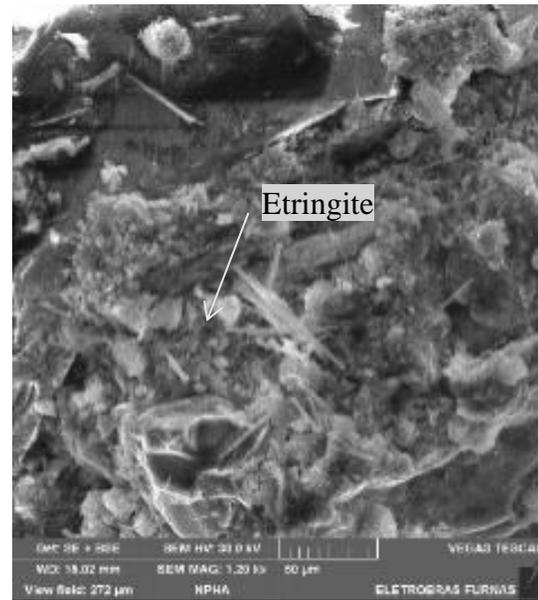


Figura 6. Correlación entre resistencia a la tracción y expansión.



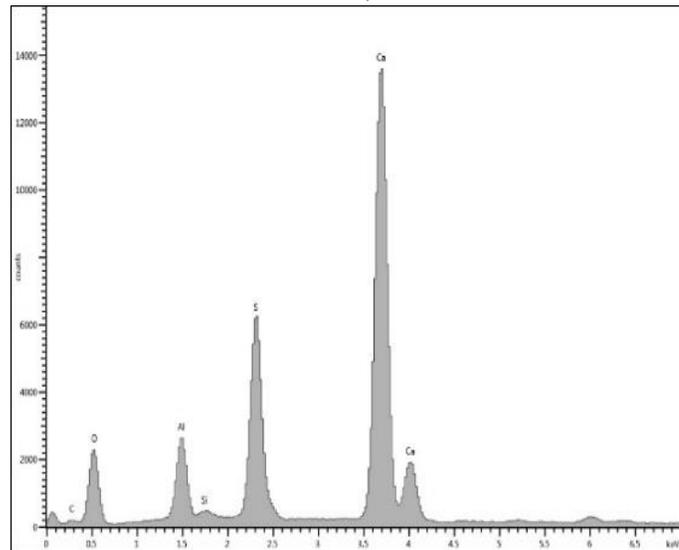
a)



b)



c)



d)

Figura 7. Micrografías de argamasas con CP V en un año:

- a) Vacíos relleno e intensa microfisuración; b) Pasta frágil; con formación de Etringite; c) Etringita maciza en la pasta de hormigón y zona de transición (TZ) debilitada; d) Espectro de EDS de cristales de Etringite indicados en la Figura 7a.

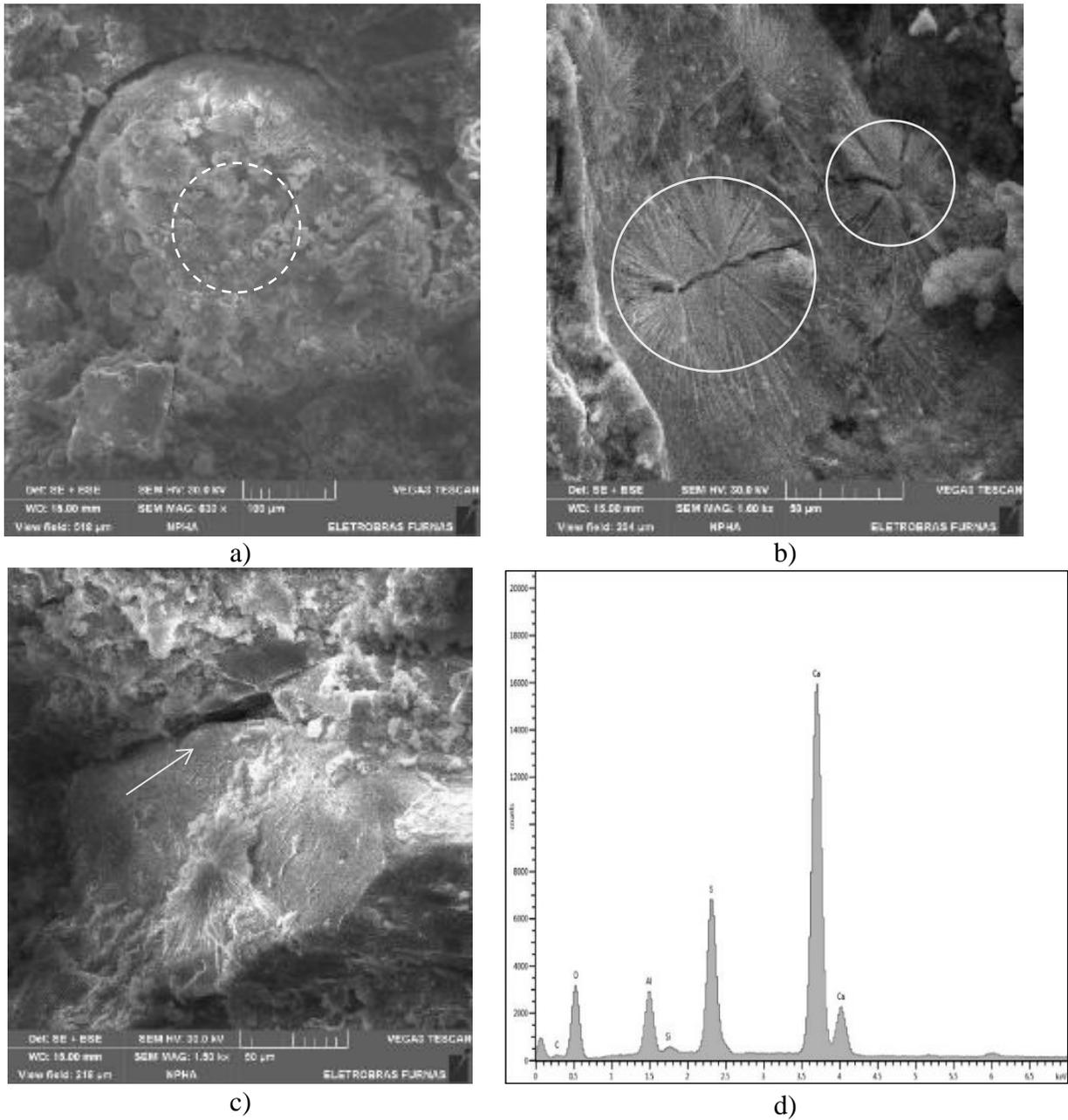


Figura 8. Micrografías de argamasas con CP II-F en un año:

- a) DEF rellenando un vacío; b) Cristales de Etringita comprimidos en la pasta de hormigón; c) Pérdida de adherencia entre la pasta de hormigón y el agregado y neoformaciones en la superficie del agregado; d) Espectro de EDS de Etringita masiva indicada en la Figura 8a.

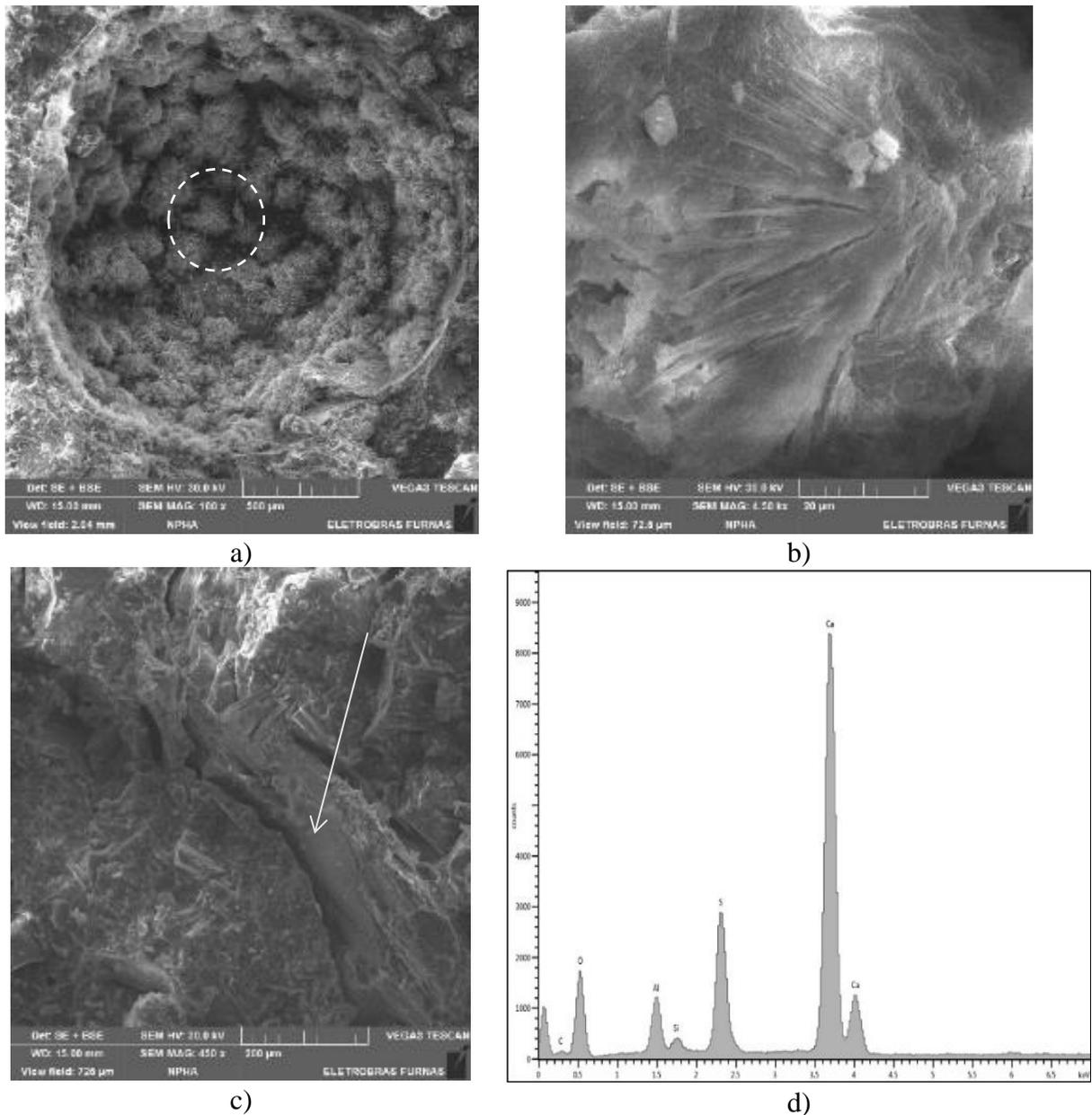


Figura 9. Micrografías de argamasas con CP II-Z en un año:

- a) Aglomeración de Etringita en un vacío; b) Formaciones macizas en la pasta de hormigón; c) Desprendimiento entre pasta y agregado; d) Espectro EDS de aglomeraciones de Etringita indicadas en la Figura 9a.

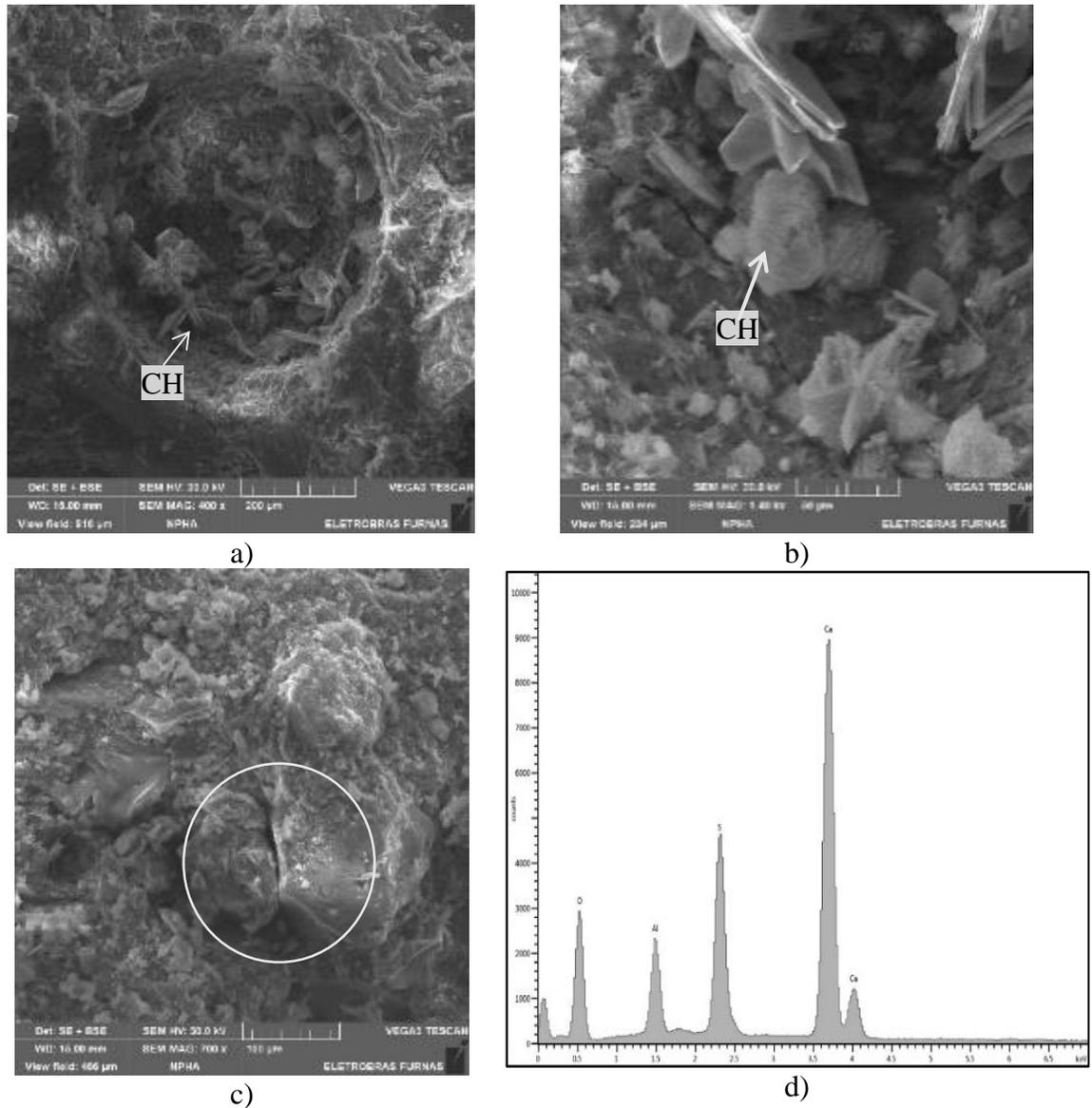


Figura 10. Micrograffías de argamasas con CP IV en un año:

- a) Cristales de hidróxido de calcio (CH) dentro de un vacío con algunas formaciones de Etringita;
- b) Detalle de algunos cristales de Etringita y CH; c) Algunos granos de agregado desconectados de la argamasa; d) Espectro EDS de cristales indicados en la Figura 10b.

Los análisis realizados en un año por MEV y EDS comprobaron la presencia de Etringita tardía en algunas condiciones. Es posible comparar las diferencias de cada cemento utilizado y también la magnitud de las neoformaciones. Las expansiones, así como el comportamiento mecánico, pueden ser explicados por la microestructura. Los daños de DEF para la resistencia a la tracción siguieron este orden decreciente: CP V; CP II-F; CP II-Z; CP IV. Del punto de vista microestructural, se observaron incidencias de neoformación de Etringita en los vacíos y pasta de hormigón y fragilidad de la pasta en el mismo orden. Aunque, se detectó alguna pérdida de adherencia entre la pasta y el agregado en todas las muestras, independientemente del tipo de cemento. Además de eso, para las argamasas producidas sin ceniza volante (CP V e CP II-F) la presencia de neoformaciones de

Etringita fue más significativa. El comportamiento de la resistencia a la compresión fue semejante a la resistencia a la tracción, aunque el cemento CP II-Z no haya promovido una disminución abrupta cuando se compara al cemento CP IV en un año. Con relación a los niveles de expansión de DEF, los mayores valores se alcanzaron para el cemento sin adición (CP V), seguido del cemento CP II-F. Además de eso, los principales daños para las pastas de hormigón y la zona de transición se demostraron por MEV en la presencia de DEF.

#### 4. CONCLUSIONES

El presente estudio avaluó la DEF en argamasas con diferentes tipos de cemento. Los resultados del programa experimental llevaron a las siguientes conclusiones:

- Cementos sin ceniza volante están más sujetos a DEF, con grandes expansiones e influencias negativas en las propiedades mecánicas;
- La presencia de filler calcáreo promueve una modificación en la cinética de la reacción, retardando el proceso expansivo de la DEF, pero sin mitigación;
- Las mezclas producidas con cementos conteniendo ceniza volante tuvieron mejor desempeño, con menores consecuencias negativas en las propiedades mecánicas, así como menores niveles de expansión debido a las propiedades de autocicatrización de las cenizas volantes en la presencia de agua;
- El procedimiento adoptado en laboratorio fue capaz de inducir DEF y promover influencias en la integridad de la pasta de hormigón, incluyendo la fragilidad de la pasta y zonas de transición y en las propiedades mecánicas. De cualquier forma, los procedimientos de laboratorio deben ser adoptados con cautela para las argamasas, pues se observan diferentes comportamientos expansivos entre los cementos testados. El cemento sin adición, de alta resistencia inicial, pudo ser evaluado a los cinco meses, sin embargo, no ocurrió lo mismo con los otros tipos, apuntando la necesidad de edades posteriores de evaluación, inclusive tras un año;
- Los daños por DEF inducidos a las propiedades mecánicas de las argamasas fueron muy expresivos. Para expansiones por encima del 0.45%, hubo reducciones del orden del 50%. Además, para expansiones de cerca del 0.10%, se observaron señales claras de deterioro de la DEF en la microestructura y resistencia a la tracción de la argamasa en un año, incluso en la presencia de las cenizas volantes, señalizando el riesgo de evolución de daños.

#### 5. AGRADECIMIENTOS

A los autores les gustaría agradecer al Instituto Meridional (IMED) - Campus Passo Fundo / RS y a la Fundação Meridional. Esta investigación contó con el apoyo parcial de FURNAS CENTRAIS ELÉTRICAS S.A. De la misma manera, los autores también agradecen la oportunidad de participar del Projeto de P&D da ANEEL (Agência Brasileira de Energia Elétrica).

#### 6. REFERENCIAS

- Adamopoulou, E., Pipilikaki, P., Katsiotis, M. S, Chaniotakis, M., Katsioti, M. (2011). “*How sulfates and increased temperature affect delayed ettringite formation (DEF) in white cement mortars.*” *Construction and Building Materials*, Vol. 25, pp. 3583-3590. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.03.051>
- Al Shamaa, M., Lavaud, S., Divet, L., Colliat, J.B, Nahas, G., Torrenti, J. M. (2016). “*Influence of limestone filler and of the size of the aggregates on DEF.*” *Cement Concrete Composites*, Vol. 71, pp. 175-180. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2016.05.007>

- Amine, Y., Leklou, N., Amiri, O. (2017). "Effect of supplementary cementitious materials (SCM) on delayed ettringite formation in heat cured concretes." Energy Procedia, Vol. 139, pp. 565-570. <https://doi.org/10.1016/j.egypro.2017.11.254>
- Asamoto, S., Murano, K., Kurashige, I., Nanayakkara, A. (2017). "Effect of carbonate ions on delayed ettringite formation." Construction and Building Materials, Vol. 147, pp. 221-226. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.04.107>
- Bronholo, J. L. (2020). *Estudo do ataque individual e misto de DEF e RAA e de seus efeitos deletérios nas propriedades físico-químicas e mecânicas de concretos e argamassas de cimento Portland pozolânico e de alta resistência*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil – LACTEC, Curitiba, Brasil.
- Colleparidi, M. A. (2003). "State-of-the-art review on delayed ettringite attack on concrete." Cement and Concrete Composites, Vol. 25, pp. 401-407. [https://doi.org/10.1016/S0958-9465\(02\)00080-X](https://doi.org/10.1016/S0958-9465(02)00080-X)
- Divet, L., Randriambololona, R. (1998). "Delayed ettringite formation: the effect of temperature and basicity on the interaction of sulphate and C-S-H phase." Cement and Concrete Research, Vol. 28, pp. 357-363. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(98\)00006-4](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(98)00006-4)
- Dayarathne, W. (2013). "Evaluation of the potential for delayed ettringite formation in concrete." National Engineering Conference, Sri Lanka.
- Fu, Y., Ding, J., Beaudoin, J. J. (1997). "Expansion of Portland cement mortar due to internal sulfate attack." Cement and Concrete Research, Vol. 27, pp. 1299-1306. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(97\)00133-6](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(97)00133-6)
- Godart, B. (2017). "Pathology, Assessment and Treatment Structures Affected by Delayed Ettringite Formation." Structural Engineering International, Vol. 27, pp. 362-369. <https://doi.org/10.2749/101686617X14881932436771>
- Hasparyk, N. P., Kuperman, S. C., Torres, J. R. (2016). "Combined attack from ARS and DEF in the foundation." In: Proceeding of 15<sup>o</sup> International Conference on Alkali Aggregate Reaction in Concrete – 15th ICAAR, Ed. Bernardes, H.; Hasparyk, N.P. São Paulo, 2016.
- Ifsttar (2018). "Recommendations for preventing disorders due to Delayed Ettringite Formation". Merne-la-Vallée. Technics and methods, GTI5-A, 70 pp ISBN 978-2-85782-745-0.
- Leklou, N., Aubert, J. E., Escadeillas, G. (2013). "Influence of various parameters on heat induced internal sulfate attack." European Journal of Environmental and Civil Engineering, Vo. 17, pp. 141-153. <https://doi.org/10.1080/19648189.2012.755338>
- Leklou, N., Nguyen, V-H., Mounanga, P. (2017) "The effect of the Partial Cement Substitution with Fly Ash on Delayed Ettringite Formation in Heat-cured Mortars". Journal of Civil Engineering, Vol. 21, pp. 1359-1366. <https://doi.org/10.1007/s12205-016-0778-9>
- Martin, R.-P., Sanchez, L., Founier, B., Toutlemonde, F. (2016). "Diagnosis of AAR and DEF: Comparison of residual expansion, stiffness test and damage rating index". International Conference on Alkali Aggregate Reaction in Concrete - ICAAR.
- Melo, et al. (2011) "Influência do calor de hidratação na formação da etringita tardia (DEF) em concreto com cimento Portland pozolânico". 53<sup>o</sup> Congresso Brasileiro do Concreto – IBRACON, Brasil.
- Pavoine, A., Brunetaud, X., Divet, L. (2012). "The impact of cement parameters on Delayed Ettringite Formation." Cement and Concrete Composites, Vol. 34, pp. 521-528. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2011.11.012>
- Ramlochan, T., Zacarias, P., Thomas, M. D. A., Hooton, R. D. (2003) "The effect of pozzolans and slag on the expansion of mortars cured at elevated temperature Part I: Expansive Behavior". Cement and Concrete Research, Vol. 33, 807-814. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.07.016>

- Rashidi, M., Paul, A., Kim, J. Y, Jacobs, L. J., Kurtis, K. E. (2017) “*Insights into delayed ettringite formation damage through acoustic nonlinearity.*” Cement and Concrete Research, Vol. 95, pp. 1-8. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2017.02.004>
- Schovanz, D. (2019). “*Estudo da formação da etringita tardia (DEF) em concretos com cimento Portland pozolânico e de alta resistência*”. Dissertação de Mestrado em engenharia civil – Faculdade IMED, Passo Fundo, Brasil.
- Schovanz, D., Tiecher, F., Hasparyk, N. P., Kuperman, S., Lermen, R. T. (2021). *Evaluation of Delayed Ettringite Formation through Physical, Mechanical, and Microstructural Assays*. ACI Materials Journal, Vol. 119, pp. 101-109. <https://doi.org/10.14359/51728282>
- Taylor, H. F., Famy, C., Scrivener, K. L. (2001). “*Delayed ettringite formation.*” Cement Concrete Composites, Vol. 31, pp. 683-693. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(01\)00466-5](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(01)00466-5)
- Termkhajornkit, P., Nawa, T., Yamashiro, Y., Saito, T. “*Self-healing ability of fly ash–cement systems*”. Cement and Concrete Research, Vol. 31, pp. 195-203. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2008.12.009>
- Van Tittelboom, K., De Belie, N. (2013). “*Self-healing in cementitious materials – A review.*” Materials, Vol. 6, nº 6, pp. 2182-2217. <https://doi.org/10.3390/ma6062182>

## Comportamiento de hormigones con adiciones puzolánicas y árido reciclado

H. Gurdíán<sup>1</sup>, P. Garcés<sup>1</sup> , E. Zornoza<sup>1</sup> , E. García Alcoce<sup>1</sup> 

\*Autor de Contacto: [pedro.garces@ua.es](mailto:pedro.garces@ua.es)

DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v11i3.542>

Recepción: 18/06/2021 | Aceptación: 04/08/2021 | Publicación: 01/09/2021

### RESUMEN

Se evalúan las propiedades mecánicas y de durabilidad de hormigones de bajo impacto ambiental con sustituciones de cemento por subproductos industriales (35% cenizas volantes y 15% catalizador de craqueo catalítico) y de áridos gruesos por áridos reciclados (20% y 100%). Los hormigones estudiados se han sometido a ensayos de caracterización mecánica, porosidad, permeabilidad al aire y nivel de penetración del ion cloruro. Los resultados obtenidos muestran que las propiedades mecánicas se ven reducidas con el incremento en las proporciones de árido reciclado y de los residuos utilizados como sustitución en la matriz cementante, mientras que las propiedades de durabilidad se ven únicamente afectadas por el aumento en el porcentaje de áridos reciclados. Todos los hormigones estudiados son aptos para ser utilizados como hormigón estructural.

**Palabras clave:** árido reciclado; residuo de catalizador del craqueo del petróleo; ceniza volante; hormigón; propiedades mecánicas; durabilidad.

**Citar como:** Gurdíán, H., Garcés, P., Zornoza, E., García Alcoce, E. (2021), “Comportamiento de hormigones con adiciones puzolánicas y árido reciclado”, Revista ALCONPAT, 11 (3), pp. 17 – 30, DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v11i3.542>

<sup>1</sup> Dpto. de Ingeniería Civil, Universidad de Alicante, Alicante, España.

<sup>2</sup> Dpto. de Construcciones Arquitectónicas, Universidad de Alicante, Alicante, España.

#### Contribución de cada autor

En este trabajo la autora H. Gurdíán contribuyó con la ejecución de la mayor parte del trabajo experimental, así como con la redacción y revisión de este trabajo. El autor P. Garcés contribuyó con la supervisión, dirección y redacción de este trabajo (33%). El autor E. Zornoza contribuyó con la supervisión, dirección y redacción de este trabajo (33%). La autora E. García Alcoce contribuyó con la supervisión, dirección y redacción de este trabajo (33%).

#### Licencia Creative Commons

Los derechos de autor (2021) 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 primer número del año 2022.

## Durability of concrete with pozzolanic admixtures and recycled aggregates

### ABSTRACT

Mechanical and durability properties of concrete with a reduced environmental impact have been evaluated. This approach consist of replacing 50% of Portland cement by fly ash (35%) and spent catalytic cracking catalyst (15%), and also substituting a 20% and 100% of natural coarse aggregates by recycled aggregates. The performance of the prepared concrete consisted of mechanical tests, porosity, air permeability and chloride penetration. The obtained results show that the mechanical performance are significantly reduced in concretes with recycled aggregates and the pozzolanic binder, but durability-related properties are only affected by the use of recycled aggregates. Nevertheless, all the tested formulations are suitable for their use as structural concretes.

**Keywords:** recycled aggregate; spent catalytic cracking catalyst; fly ash; concrete; mechanical properties; durability.

## Desempenho do concreto com adições pozolânicas e agregado reciclado

### RESUMO

As propriedades mecânicas e de durabilidade de concreto com baixo impacto ambiental são avaliadas com substituições de cimento por subprodutos industriais (35% cinzas volantes e 15% catalisador de craqueamento catalítico) e de agregados graúdos por agregados reciclados (20% e 100%). Os concretos estudados foram submetidos a ensaios de caracterização mecânica, porosidade, permeabilidade ao ar e nível de penetração do íon cloreto. Os resultados obtidos mostram que as propriedades mecânicas são reduzidas com o aumento das proporções de agregado reciclado e de resíduos usados como substituição na matriz cimentícia, enquanto as propriedades de durabilidade são afetadas apenas pelo aumento na porcentagem de agregados reciclados. Todos os concretos estudados são adequados para uso como concreto estrutural.

**Palavras-chave:** agregado reciclado; resíduo de catalisador do craqueamento de petróleo; cinzas volantes; concreto; propriedades mecânicas; durabilidade.

### Información Legal

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

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 creciente demanda de materiales para su uso en la construcción ha generado que la industria dirija sus esfuerzos hacia el reciclaje y reutilización de materiales pétreos y otros residuos derivados de la propia industria. En este sentido, el principal enfoque de esta investigación ha sido la sustitución de árido natural por árido reciclado y de cemento Portland por subproductos industriales en distintos hormigones con el fin de demostrar su viabilidad para ser utilizados en la fabricación de hormigones estructurales. Esto permitiría minimizar los impactos de las canteras y vertederos de residuos. Con este fin, numerosos autores han investigado sobre la influencia de materiales puzolánicos en las propiedades mecánicas y de durabilidad del hormigón, demostrando que estos materiales pueden ofrecer mejoras importantes en sus propiedades (Hooton, 2015, Paris et al., 2016, Yin et al., 2018). Uno de los materiales suplementarios que más investigación ha generado en su caracterización como material puzolánico es la ceniza volante. En general, se considera viable la utilización de cenizas volantes por sus altas propiedades puzolánicas, siendo sus ventajas notorias sobre las propiedades mecánicas y de durabilidad del hormigón a largo plazo (Bijen, 1996, Herath et al., 2020). Otro material suplementario que ha generado un gran interés es el residuo del catalizador de craqueo de petróleo (FCC). Diferentes trabajos han mostrado que este residuo puede llevar a mejoras en la resistencia a compresión del 20-30% a corto plazo, y su influencia significativamente positiva en la durabilidad del hormigón, lo que lo sitúa como un sustituto eficaz del cemento, a un nivel equivalente a otras puzolanas más utilizadas como el metakaolín o el humo de sílice (García de Lomas et al., 2016, Garcés et al., 2011, Borrachero et al., 2021).

Por otra parte, se han llevado a cabo numerosos trabajos de investigación con el objetivo de caracterizar el efecto de la utilización de áridos de hormigones reciclados en las características resistentes y durabilidad del hormigón (Chaofeng et al., 2021, Hoai-Bao et al. 2020).

En los últimos años se han desarrollado diversas investigaciones donde se han utilizado materiales suplementarios y la sustitución parcial o total de los áridos por áridos reciclados (Corinaldesi and Moriconi, 2009, Sim and Park, 2011, Kou, 2011). Así Corinaldesi y Moriconi experimentaron con hormigones elaborados en su totalidad con árido reciclado grueso y fino y sustituciones de cemento Portland por ceniza volante y humo de sílice, y encontraron que se pueden desarrollar propiedades óptimas en los hormigones si los porcentajes de sustitución se estudian y planifican correctamente. Sin embargo, apenas se pueden encontrar estudios que combinen ceniza volante y residuo FCC como materiales puzolánicos sustituyentes del cemento Portland en la matriz cementicia de hormigones reciclados (Payá et al., 2016, Zornoza et al., 2008).

Esta investigación tiene como objetivo evaluar las propiedades mecánicas y de durabilidad de hormigones de bajo impacto ambiental que combinan sustituciones del 20% y 100% de árido natural por árido reciclado y del 50% del cemento Portland por materiales puzolánicos (35% ceniza volante y 15% catalizador craqueo catalítico).

## 2. MATERIALES Y PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL

### 2.1 Materiales

Para la elaboración de las probetas se han utilizado dos tipos de matrices cementantes: una compuesta en su totalidad por cemento Portland (CP); y una matriz alternativa (MA) compuesta por un 50% de CP, 35% de cenizas volantes (CV) y 15% de catalizador de craqueo catalítico (FCC). El cemento utilizado ha sido Portland tipo CEM I 52,5 R designado según la Normativa Europea UNE-EN 197-1:2000. Las CV empleadas como sustitución del cemento en el hormigón provienen de Holcim España y se han utilizado según se suministraron, sin aplicarles ningún tratamiento antes de su uso. El FCC fue suministrado por BP Oil España (Castellón). La composición química del cemento y las puzolanas utilizadas, obtenidas por fluorescencia de rayos X, se muestran en la Tabla

1.

Se han utilizado dos tipos de árido grueso en la fabricación del hormigón: Árido de naturaleza caliza (AN), procedente de triturado, y Árido Reciclado (AR), proveniente de la demolición y trituración de desechos de hormigón en masa, ambos suministrados por Holcim Morteros S.A. El proveedor certifica los siguientes porcentajes de impurezas presentes en los áridos reciclados: Arcillas < 5%, partículas ligeras < 1%, asfalto < 1%, otras impurezas < 1%; cumpliendo así con los límites establecidos en la Instrucción Española de Hormigón Estructural (EHE-08) sobre las propiedades de los áridos reciclados para hormigón. La arena utilizada para la elaboración de las probetas es una arena caliza de machaqueo procedente de la cantera de Fontcalent (Alicante), suministrada por la empresa Holcim Morteros S.A. Las propiedades de los áridos y arena utilizados en las amasadas y las curvas granulométricas de los mismos se muestran en la Tabla 2 y Figura 1 respectivamente. Como aditivo se utilizó un superplastificante Sikament 200R, exento de cloruros y que permite obtener hormigones muy fluidos, incluso en tiempo caluroso.

Tabla 1. Composición química del cemento y puzolanas.

%	CaO	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	MgO	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	SO <sub>3</sub>	Na <sub>2</sub> O	K <sub>2</sub> O	P.F.*	S.D.*	Densidad (g/cm <sup>3</sup> )
CP	62,87	20,21	4,94	1,05	2,85	3,37	0,10	0,95	2,34	1,32	3,1
FCC	0,11	46,04	47,47	0,17	0,58	0,02	0,30	0,02	1,50	3,79	2,7
CV	9,83	40,94	24,65	1,59	13,59	1,60	0,34	1,40	2,44	3,62	2,8

\*P.F.: Pérdida al fuego. S.D.: Sin determinar.

Tabla 2. Propiedades generales de los áridos.

Propiedad	Normativa	AN	AR	Arena
Módulo granulométrico	UNE-EN 933-1	8,3	8,0	3,1
Densidad aparente	UNE-EN 1097-6	2700	2490	2690
Absorción de agua	UNE-EN 1097-6	0,6	4,5	0,6
Coefficiente de Los Ángeles	UNE-EN 1097-2	21,1	30,3	-

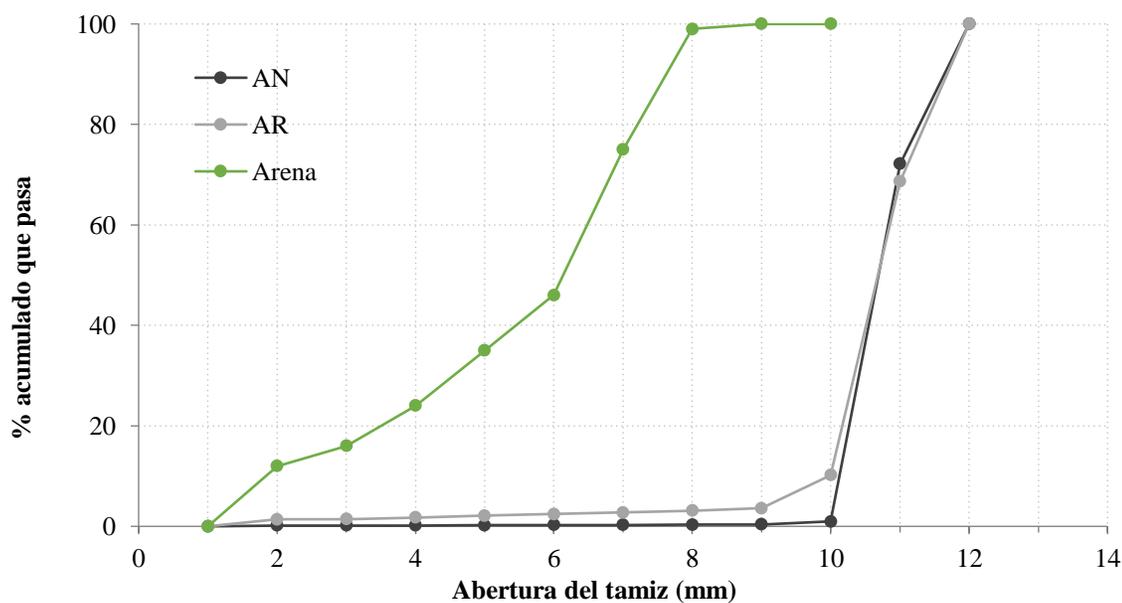


Figura 1. Granulometría de los áridos utilizados.

## 2.2 Procedimiento experimental

Se elaboraron seis composiciones distintas (Tabla 3) con el fin de evaluar la influencia que tienen los áridos reciclados y los materiales cementicios complementarios (CV y FCC) sobre las propiedades de durabilidad del hormigón:

- 0% AR-CP, como hormigón de referencia, compuesto en su totalidad por árido natural y CEM I 52,5 R
- 0% AR-MA, compuesto por árido natural y la matriz cementante alternativa
- 20% AR- CP, con sustituciones de un 20% de árido natural por árido reciclado y CEM I 52,5 R
- 20% AR- MA, con sustituciones de un 20% de árido natural por árido reciclado y la matriz cementante alternativa
- 100% AR- CP, compuesto en su totalidad por árido reciclado y CEM I 52,5 R
- 100% AR- MA, denominado también hormigón verde, elaborado con árido reciclado y la matriz cementante alternativa

Con la finalidad de poder comparar los distintos hormigones entre sí, las sustituciones de árido natural por árido reciclado se realizan por volumen. La relación agua efectiva / material cementante de 0,50 se mantiene constante. Esto se logra agregando al agua total de amasado el agua de absorción de los áridos a 10 minutos, tiempo que dura el proceso de amasado. El valor de asentamiento, obtenido por el método del cono de Abrams (UNE-EN 12350-2:2009), se mantiene constante en todos los casos con el uso de aditivo, lo que permite partir de una misma trabajabilidad en todos los hormigones.

Un total de 60 probetas cilíndricas de Ø150x300 mm fueron amasadas para llevar a cabo los ensayos de rotura a compresión y permeabilidad al aire a 28 y 365 días; y 6 probetas cilíndricas de Ø100x250 mm para los ensayos de resistencia a la penetración de cloruros a 28 días. Las probetas se elaboraron según el procedimiento descrito en la norma ASTM C192/C192M-07. El agua de amasado se agrega en dos etapas; 1/3 se agrega con los áridos gruesos y el resto después de introducir la arena y el cemento, reservando un poco para agregar el aditivo al final. El tiempo de amasado es de 10 minutos. Una vez amasadas las probetas se curaron en cámara húmeda (95% HR, 23 °C) hasta ser ensayadas.

Tabla 3. Dosificaciones empleadas en este trabajo.

	0% AR-CP	0% AR-MP	20% AR-CP	20% AR-MA	100% AR-CP	100% AR-MA
<b>CP (kg/m<sup>3</sup>)</b>	380	190	380	190	380	190
<b>CV (kg/m<sup>3</sup>)</b>	0	133	0	133	0	133
<b>FCC (kg/m<sup>3</sup>)</b>	0	57	0	57	0	57
<b>a<sub>total</sub> (kg/m<sup>3</sup>)</b>	195	195	200	200	216	216
<b>a<sub>ef</sub> (kg/m<sup>3</sup>)</b>	187	187	187	187	187	187
<b>Arena (kg/m<sup>3</sup>)</b>	934	934	934	934	934	934
<b>AN (kg/m<sup>3</sup>)</b>	981	981	785	785	0	0
<b>AR (kg/m<sup>3</sup>)</b>	0	0	173	173	865	865
<b>Aditivo* (%)</b>	1,6	1,8	1,6	1,8	1,6	1,6
<b>Consistencia (mm)</b>	100	100	90	90	95	100

\* La cantidad de aditivo se toma como un porcentaje sobre la cantidad de material cementante. a<sub>total</sub> es la cantidad total de agua usada en el amasado. a<sub>ef</sub> es la diferencia entre el agua total presente en

el hormigón fresco y el agua absorbida por los áridos. Interviene en la reacción de hidratación del cemento y la trabajabilidad del hormigón.

### 2.2.1 Resistencia a la compresión

Para cada dosificación se utilizaron cuatro probetas cilíndricas de Ø150x300mm para ensayos de rotura a compresión a 28 y 365 días, siguiendo el procedimiento descrito por la norma UNE-EN 12390-3:2009.

### 2.2.2 Porosidad

La porosidad accesible al agua del hormigón endurecido se obtiene a partir de (1), siguiendo la norma ASTM C642-13.

$$\% \text{ Porosidad} = \frac{P_{sat} - P_{seco}}{P_{sat} - P_{sum}} \times 100 \quad (1)$$

El peso saturado se obtiene saturando a vacío un trozo de cada una de las probetas ensayadas a compresión, siguiendo la norma ASTM C3652-05 ya que es el método más adecuado según el estudio comparativo que realiza Safiuddin y Hearn (Safiuddin and Hearn, 2005) sobre las distintas técnicas de saturación del hormigón. Se conecta una bomba al desecador y se realiza vacío por tres horas. Pasado ese tiempo, se abre el grifo de agua destilada y se continúa haciendo vacío por una hora más. Se para la bomba y se mantiene el vacío por 20±2 horas. Se sacan las muestras y se pesan en balanza hidrostática y superficialmente secas. A continuación, se secan a 110 °C por 24 horas, se dejan enfriar y se obtiene el peso seco.

### 2.2.3 Permeabilidad al aire

Los ensayos de permeabilidad al aire se realizan a 28 y 365 días sobre secciones centrales de probetas cilíndricas de Ø150mm que fueron cortadas con una altura de 50mm. Como método de acondicionamiento se ha seguido el propuesto por Antón et al. (Antón et al., 2013) que permite alcanzar una humedad interior específica en el interior de la probeta, garantizando así que los seis hormigones estudiados se encuentran al mismo grado de saturación (65% en este caso) para poder ser comparados entre sí.

El procedimiento consiste primeramente en obtener la capacidad de absorción del hormigón a ensayar mediante la norma ASTM C642-13. Conocida la absorción, es posible determinar la masa de la probeta correspondiente a un grado de saturación específico. A continuación se saturan las probetas con agua destilada bajo vacío, según la norma ASTM C3652-05. El siguiente paso es proteger las superficies laterales de las probetas con cinta aislante para evitar la formación de gradientes de humedad en las mismas y se secan a 50°C hasta conseguir el grado de saturación objetivo. Secando a 50°C se minimizan las modificaciones micro-estructurales por exposición a temperaturas elevadas. Cuando las probetas alcanzan el grado de saturación (GS) objetivo, se sellan con una película de polietileno impermeable al vapor de agua, que garantice la estanqueidad y se vuelven a introducir en la estufa a 50°C por 7 días en el caso de los hormigones estudiados. Esto se realiza para redistribuir la humedad en el interior del hormigón, según los trabajos desarrollados por Parrott (Parrot, 1994).

El coeficiente de permeabilidad al aire ( $kT$ ) en hormigones con un GS del 65% se obtiene con el equipo Torrent Permeability Tester de Proceq. Este equipo consiste en una célula con doble cámara de vacío y un regulador de presión que asegura que el aire fluye en el ángulo correcto desde la superficie hacia su cámara interna (ver Figura 2). Esto permite el cálculo de  $kT$  a través de un ensayo rápido y no destructivo que puede realizarse tanto en laboratorio como in situ. Se realizan mediciones sobre 3 probetas en ambas caras para cada dosificación estudiada.

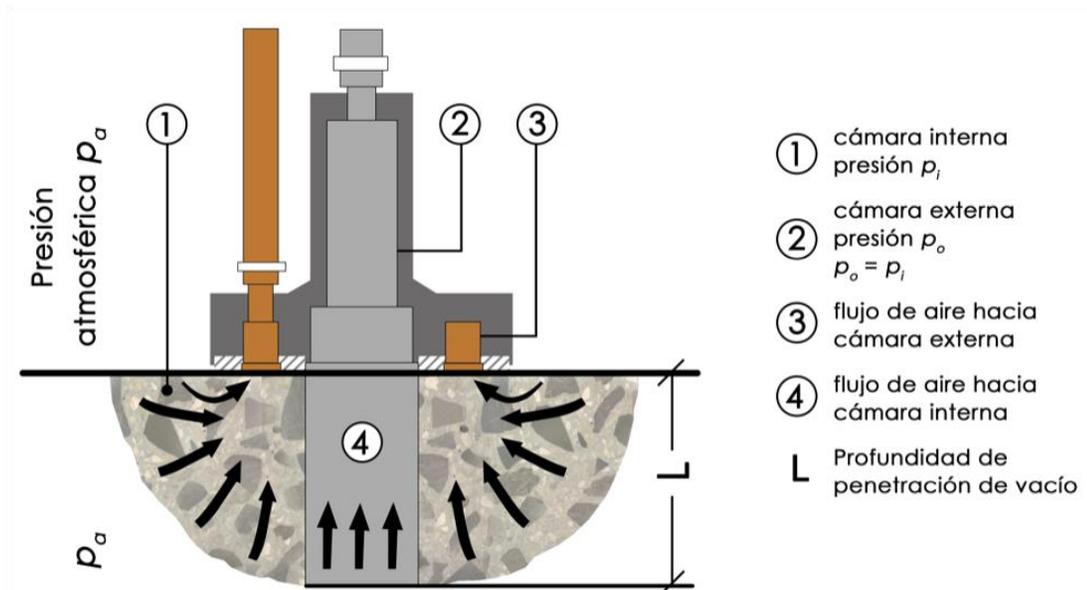


Figura 2. Ensayo de permeabilidad con el equipo Torrent Permeability Tester y esquema de funcionamiento del equipo.

#### 2.2.4 Resistencia a la penetración de cloruros

Se utiliza un método acelerado basado en la migración de cloruros por campo eléctrico siguiendo la Nordic Standard NT Build 492 que permite una evaluación aproximada comparativa de la resistencia a la penetración de cloruros. El ensayo se lleva a cabo en probetas de  $\text{Ø}100 \times 50 \text{ mm}$  que han sido saturadas en una disolución de  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  saturada, siguiendo el procedimiento descrito en la norma. En este procedimiento se aplica axialmente a través de la muestra un potencial eléctrico externo que obliga a los iones cloruros a migrar hacia el interior de la muestra, como se observa en la Figura 3. Después de un cierto tiempo de ensayo, se rompe axialmente la probeta y se pulveriza una solución de nitrato de plata sobre una de las secciones recién divididas. La profundidad de penetración de cloruros se puede medir a partir de la formación del precipitado de nitrato de plata de color blanco y con esta profundidad de penetración se calcula el coeficiente de migración de cloruro en estado no estacionario ( $D_{\text{nssm}}$ ), a través de la siguiente fórmula simplificada (2)

$$D_{\text{nssm}} = \frac{0.0239 (273 + T)L}{(U - 2)t} \left( x_d - 0.0238 \sqrt{\frac{(273 + T)Lx_d}{U - 2}} \right) \quad (2)$$

donde  $U$  es el valor absoluto del voltaje aplicado, en voltios;  $T$  es el valor medio de la temperatura en la disolución del ánodo en  $^{\circ}\text{C}$ , medida al inicio y final del ensayo;  $L$  es el espesor de la probeta en mm;  $x_d$  es el valor medio del frente de penetración en mm; y  $t$  es la duración del ensayo en horas.

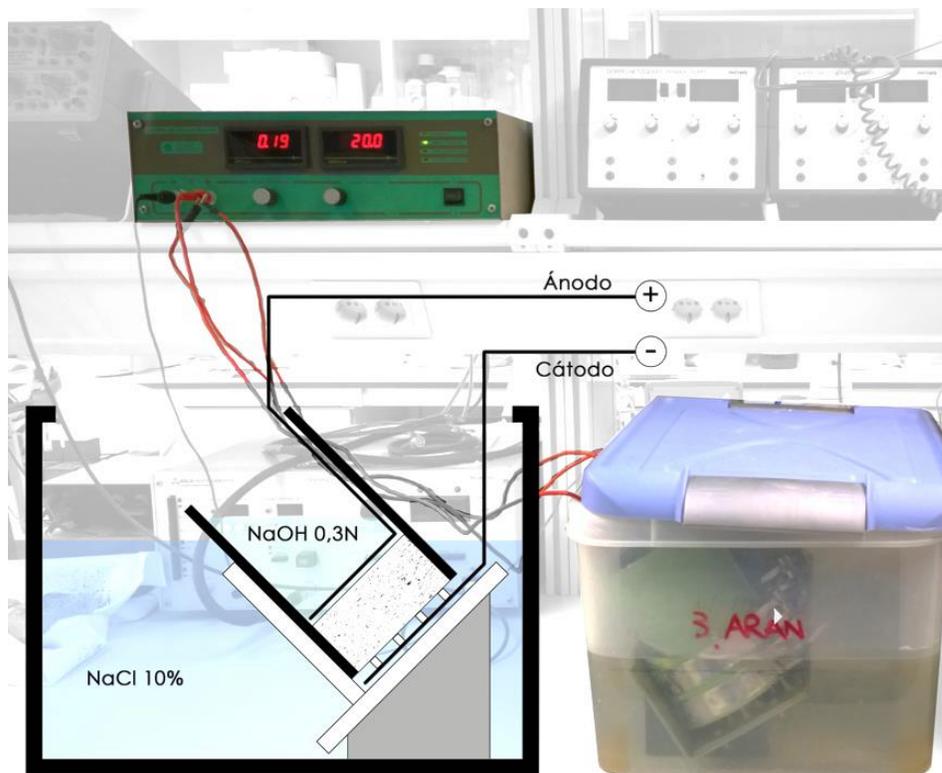


Figura 3. Migración de cloruros en el hormigón. Esquema de ensayo según la norma NT Build 492.

### 3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Respecto a la caracterización mecánica de los hormigones, se ha utilizado el valor medio de cuatro probetas para el análisis de la resistencia a compresión. La Figura 4 muestra los valores obtenidos de resistencia a compresión, donde el porcentaje expresado, seguido de *AR*, se refiere a la cantidad de árido reciclado presente en la mezcla; *CP*, se refiere a la matriz cementicia compuesta por CEM I 52,5 R; y *MA* a la matriz cementicia alternativa (35% ceniza volante, 15% catalizador de craqueo catalítico y 50% *CP*). En general, se observa que todos los hormigones superan los límites establecidos por la EHE-08 para ser utilizados como hormigón estructural (25 MPa) y como hormigón en zonas atmosféricas expuestas a un ambiente marino (30 MPa), aunque es notorio que los valores de resistencia a compresión son menores en todos los hormigones respecto al patrón (0%*AR-CP*), tanto a 28 como a 365 días. Los resultados muestran que conforme aumenta el porcentaje de sustitución de árido natural por árido reciclado se produce una disminución en la resistencia, coincidiendo con los resultados obtenidos por otros autores (Hansen, 1992, Poon, 2004, Etxebarria et al., 2007, Corinaldesi, 2010). Esto sucede tanto en los hormigones con *CP* como en los elaborados con *MA*. El uso de áridos reciclados afecta a esta propiedad debido a su mayor porosidad y al débil comportamiento de la microestructura por la existencia de distintas zonas de interfase, ya que además de la unión pasta-árido que presenta el árido reciclado, aparece otra zona de contacto entre la pasta del árido reciclado y la pasta nueva.

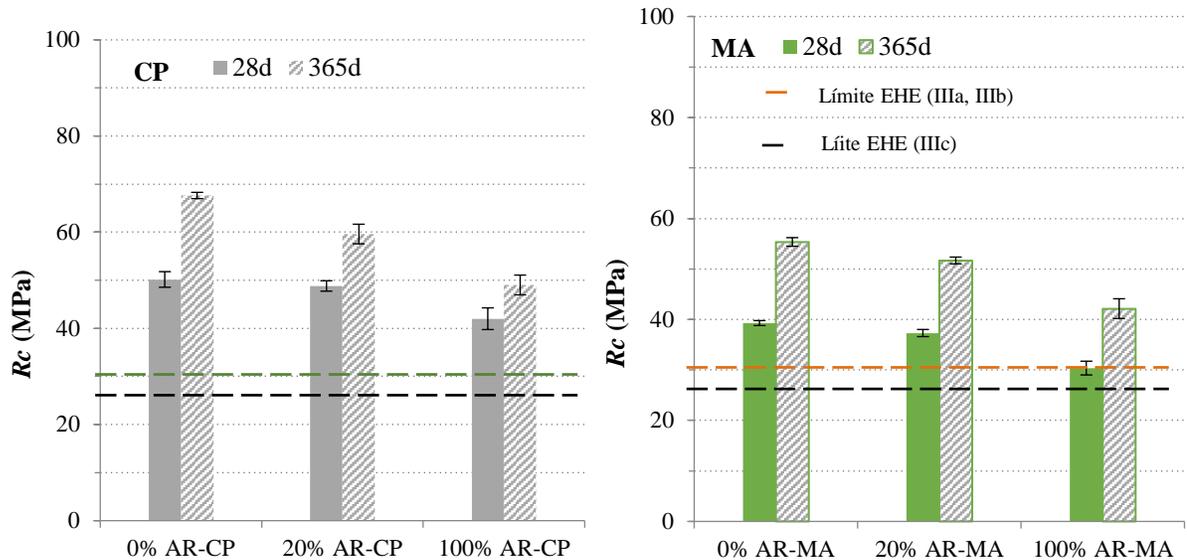


Figura 4. Valores de resistencia a compresión a 28 y 365 días para los distintos hormigones estudiados.

En los distintos porcentajes de sustitución de AN por AR (0%, 20% y 100%) se hace patente que la resistencia de los hormigones con CP se encuentra por encima de aquellos elaborados con MA (Safiuddin and Hearn, 2005), ya que la contribución de estos materiales puzolánicos a la resistencia a compresión es más relevante a largo plazo. Se observa también que a 365 días la resistencia a compresión aumenta en todos los casos, siendo este aumento más significativo en aquellos hormigones con 0% y 20% de sustitución de AN por AR elaborados con la matriz cementante alternativa (0%AR-MA y 20%AR-MA), con un aumento del 25% respecto a la resistencia a 28 días en ambos casos.

En lo referente a la porosidad (Figura 5), ésta aumenta a medida que se incrementa la sustitución de AN por AR (Chaofeng et al., 2021, Kou et al., 2011). Este aumento se debe en gran parte a la mayor porosidad del árido reciclado (Etxebarria et al., 2006). Es claramente observable en los resultados a 28 días que los hormigones más porosos son aquellos con sustitución total de árido natural por reciclado (100%AR-CP y 100%AR-MA) y que la porosidad se mantiene prácticamente constante en ambos casos, sin importar la matriz cementante.

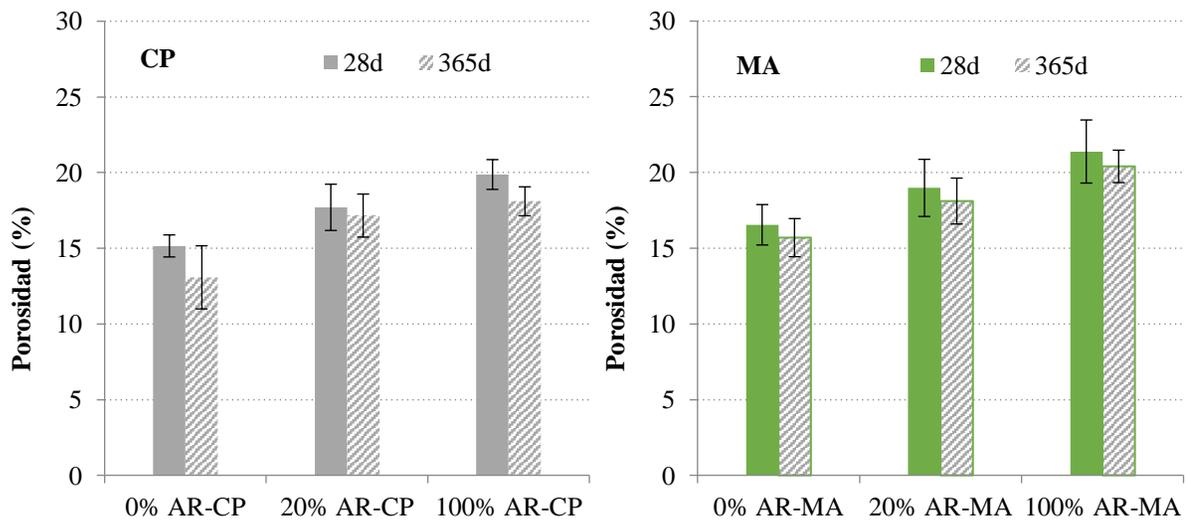


Figura 5. Valores de porosidad a 28 y 365 días en los hormigones estudiados.

Para el caso de hormigones con sustituciones de 20% y 0% de AN por AR, ésta es menor que la de los anteriores y se observa una aparente relación entre porosidad y matriz cementante, ya que, aunque disminuye, los valores más altos se observan para los hormigones con matriz alternativa (20% AR-MA y 0% AR-MA). A 365 días, la porosidad disminuye en los hormigones con un sólo tipo de árido, ya sea este natural o reciclado (sustituciones de 0% y 100%) y no se observa aumento significativo en aquellos con combinación de áridos (20% AR-CP y 20% AR-MA). Esto es debido a un mayor desarrollo completo de las reacciones de hidratación, con la consiguiente disminución de la porosidad capilar. A esta edad, se observa también que la porosidad aumenta a medida que se incrementa la cantidad de árido reciclado en la mezcla y que, para un mismo porcentaje de sustitución, el valor es mayor en los hormigones elaborados con la matriz alternativa, incluso en aquellos con sustituciones del 100%.

La Figura 6 muestra los valores de coeficiente de migración de cloruros obtenidos en hormigones curados durante 28 días y medidos según la NT Build- 492.

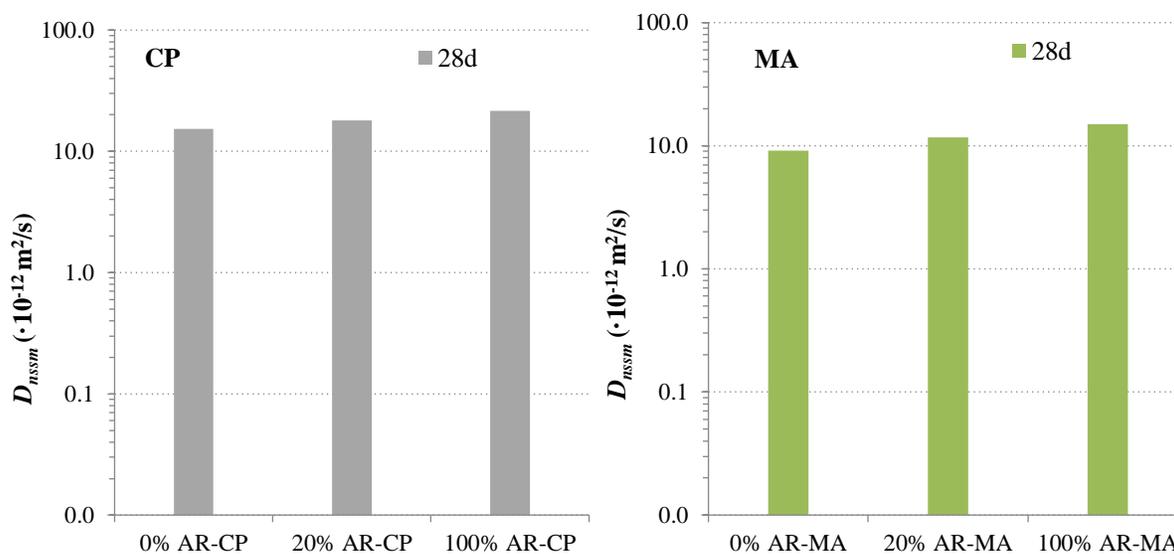


Figura 6. Coeficiente de migración de cloruros a 28 días.

En la gráfica se observa que se produce un aumento del coeficiente de migración al aumentar la cantidad de AR en las mezclas, sin importar el tipo de matriz cementante utilizada, debido a la mayor porosidad del AR, coincidiendo con lo encontrado por Kou y Poon (Kou y Poon, 2010) y Kou et al. (Kou et al., 2011). El coeficiente de migración es menor en todos hormigones con MA, por lo que se puede afirmar que la presencia de CV y FCC en la matriz cementante conlleva a mejoras importantes en la estructura porosa, tanto para hormigones con AR como con AN. En los casos donde no hay sustituciones de árido reciclado (0%), el coeficiente de migración aumenta cuando la matriz se compone únicamente de CP, lo que significa que la matriz alternativa combinada con árido natural (0% AR-MA), se comporta incluso mejor que el patrón (0% AR-CP). El coeficiente de permeabilidad al aire del hormigón ( $kT$ ) se obtuvo mediante el método Torrent (Torrent, 1999), permitiendo clasificar la calidad del recubrimiento en bueno ( $0,01 < kT < 0,1$ ), normal ( $0,1 < kT < 1$ ) y malo ( $kT > 1$ ).

Los resultados obtenidos se presentan en la Figura 7. Estos representan el valor medio de tres muestras por cada tipo de hormigón

En términos generales, los resultados obtenidos indican que la permeabilidad al aire tiende a aumentar con el grado de sustitución de los áridos en ambas matrices cementantes. Además, se puede observar que la matriz alternativa presenta una mayor resistencia al oxígeno que la matriz de cemento, tanto a corto como a largo plazo. Este comportamiento es debido a que una parte de

las CV que no llegan a reaccionar actúan como filler en la matriz alternativa. No obstante, todos los hormigones presentan coeficientes de permeabilidad al aire inferiores a 1, por lo tanto, se ubican dentro de la clasificación “normal”, tanto a 28 como a 365 días.

Respecto a los resultados obtenidos a 28 días, en hormigones con matriz CP la sustitución del 20% y 100% del árido produce incrementos en la permeabilidad del 27% y 25% respecto al patrón; mientras que en hormigones con matriz MA los incrementos se sitúan en 15% y 13% respecto a su patrón. A 365 días, la tendencia de todos los hormigones es la misma, es decir, que el coeficiente de permeabilidad tiende a aumentar con la cantidad de árido reciclado en la mezcla.

En lo referente a la evolución de esta propiedad, se observa que los valores de permeabilidad de todos los hormigones disminuyen con el tiempo de curado, debido al completo desarrollo de la microestructura.

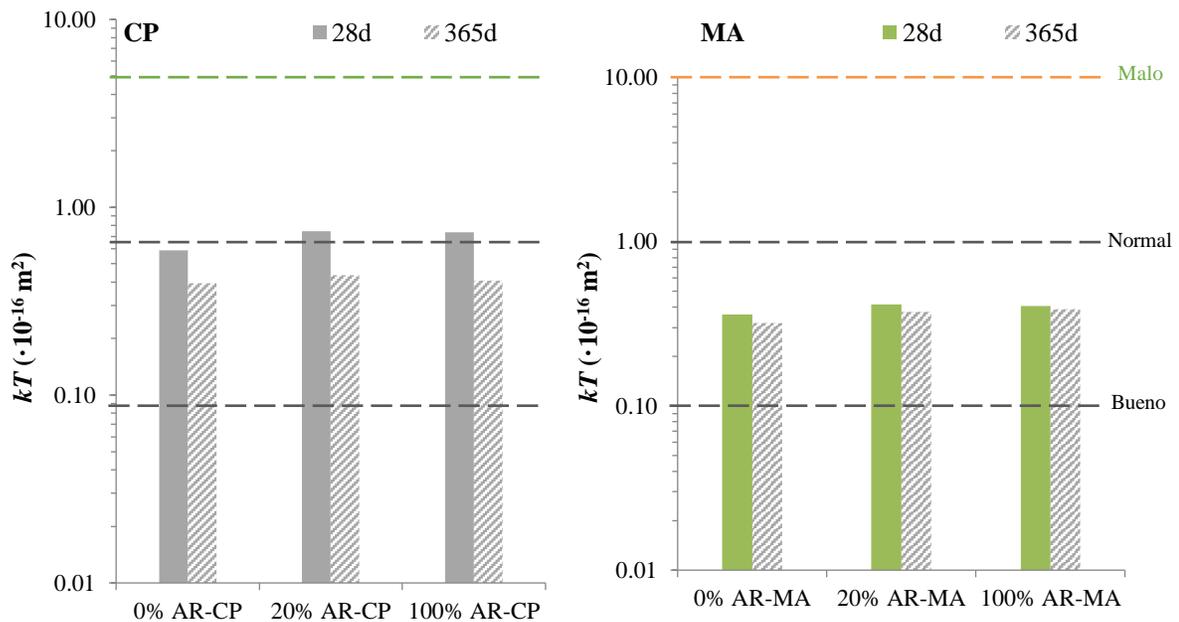


Figura 7- Coeficientes de permeabilidad al aire a 28 y 365 días.

Los resultados de esta investigación indican que todos los cambios aplicados a los hormigones respecto al patrón (sustituciones de AN por AR y de CP por MA) reducen su comportamiento mecánico. Esto se debe, en el caso de las sustituciones de árido, a la alta porosidad del árido reciclado y a los porcentajes de sustitución; mientras que en el caso de la matriz cementante, se le atribuye al alto grado de sustitución de CP por CV y FCC, que puede limitar el desarrollo de la reacción puzolánica. Respecto a la porosidad, se observan dos tendencias: la porosidad depende de la matriz cementante cuando las sustituciones de AR son bajas; y cuando estas sustituciones son elevadas prevalece la influencia de la porosidad del árido sobre la porosidad total del hormigón.

En temas de durabilidad, los resultados obtenidos por los ensayos de permeabilidad al aire y migración de cloruros muestran que los hormigones con matriz alternativa son los que presentan mayor resistencia al ataque de agentes agresivos externos; comportándose incluso mejor que el hormigón patrón. Su eficacia frente al ataque de agentes externos está asociada a las reducciones de porosidad producidas por las adiciones puzolánicas utilizadas (CV y FCC). Sin embargo, estos resultados no pueden ser concluyentes a temprana edad por lo que necesitan ser completados con datos a largo plazo que permitan el completo desarrollo de la microestructura.

Además de los valores de porosidad estudiados, se detecta la presencia de otros factores que influyen en la permeabilidad y la resistencia al paso de cloruros de los hormigones, como la influencia del tamaño y conectividad de los poros, cuyo estudio se llevará a cabo mediante ensayos

de porosimetría de intrusión de mercurio (PIM). Además, se profundizará en el estudio de influencia de la interfase matriz – árido en la migración de cloruros mediante la técnica de difracción de rayos-X (DRX) con el fin de determinar la existencia de sal de Friedel.

Se puede afirmar que, aunque existan variaciones en las propiedades de los hormigones estudiados que dependen del tipo de sustitución (árido o matriz), todos son aptos para ser utilizados como hormigón estructural ya que superan los límites fijados por la EHE.

#### 4. CONCLUSIONES

Una vez evaluada la influencia de la sustitución parcial del cemento por adiciones (CV y FCC) y de los áridos naturales por áridos reciclados en las propiedades físicas, mecánicas y de durabilidad del hormigón, se pueden establecer las siguientes conclusiones:

- 1.- Todos los cambios aplicados a los hormigones respecto al patrón (sustituciones de AN por AR y de CP por MA) reducen su comportamiento mecánico.
- 2.- La porosidad depende de la matriz cementante cuando las sustituciones de AR son bajas; y cuando estas sustituciones son elevadas prevalece la influencia de la porosidad del árido sobre la porosidad total del hormigón.
- 3.- Los hormigones con matriz alternativa son los que presentan mayor resistencia al ataque de agentes agresivos externos; comportándose incluso mejor que el hormigón patrón.
- 4.- Se puede afirmar que, aunque existan variaciones en las propiedades de los hormigones estudiados que dependen del tipo de sustitución (árido o matriz), todos son aptos para ser utilizados como hormigón estructural ya que superan los límites fijados por la EHE.

#### 5. REFERENCIAS

- Antón, C., Climent, M. A., de Vera, G., Sánchez, I., Andrade, C. (2013), *An improved procedure for obtaining and maintaining well characterized partial water saturation states on concrete samples to be used for mass transport tests*. Materials and Structures, 46, 1389–1400. <https://doi.org/10.1617/s11527-012-9981-4>
- Borrachero, M. V., Payá, J., Monzó, J., Soriano, L., Tashima, M. M. (2021), *Inorganic binders from petrochemical industry waste: The case of fluid catalytic cracking catalyst residue*. Waste and Byproducts in Cement-Based Materials (Innovative Sustainable Materials for a Circular Economy), Woodhead Publishing Series in Civil and Structural Engineering. Pages 283-334. <https://doi.org/10.1016/B978-0-12-820549-5.00003-6>
- Chaofeng, L., Zhedong, C., Huixia, W., Jianzhuang, X., Yuming, Z., Zhiming, M. (2021), “Chloride transport and induced steel corrosion in recycled aggregate concrete: A review”. Construction and Building Materials, vol 282, 122547. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.122547>
- Corinaldesi, V. (2010), “Mechanical and elastic behaviour of concretes made of recycled-concrete coarse aggregates”. Construction and Building Materials, 24 (9), pp. 1616-1620. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.02.031>
- Corinaldesi, V., Moriconi, G. (2009), “Influence of mineral additions on the performance of 100% recycled aggregate concrete”. Construction and Building Materials, 23 (8), pp. 2869-2876. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2009.02.004>
- Garcés, P., Glasser, F.P., Brew, D.R.M., Zornoza, E., Payá, J. (2011), “Pozzolanic activity of a spent fluid catalytic cracking catalyst residue”. Advances in Cement Research, vol. 23, pp. 1-7. <https://doi.org/10.1680/adcr.9.00036>

- García de Lomas, M., Sánchez de Rojas, M.I., Frías, M., Mújika, R. (2006), “*Comportamiento científico-técnico de los cementos portland elaborados con catalizadores FCC. Aplicación de la norma vigente*”. Monografía Materiales, No. 412, editado por el CSIC, Madrid, pags. 46.
- Bijen, J. “*Benefits of slag and fly ash*”. Construction and Building Materials, 1996, 10 (5), pp. 309-314. [https://doi.org/10.1016/0950-0618\(95\)00014-3](https://doi.org/10.1016/0950-0618(95)00014-3)
- Etxeberria, Vázquez, M. E., Marí, A. 2006, “*Microstructure analysis of hardened recycled aggregate concrete*”. Magazine of Concrete Research, 58 (10), pp. 683-690. <https://doi.org/10.1680/mac.2006.58.10.683>
- Etxeberria, M., Marí, A. R., Vázquez, E. (2007), “*Recycled aggregate concrete as structural material*”. Materials and Structures, vol. 40, pp. 529-541. <https://doi.org/10.1617/s11527-006-9161-5>
- Hansen, T. C. (1986), *Recycled aggregates and recycled aggregate concrete second state-of-the-art report developments 1945–1985*. Materials and Structures 19, 201–246. <https://doi.org/10.1007/BF02472036>
- Herath, C., Gunasekara, C., Law, D. W., Setunge, S. (2020), “*Performance of high-volume fly ash concrete incorporating additives: A systematic literature review*”. Construction and Building Materials, vol. 258, 365606. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.365606>.
- Hoai-Bao, L., Quoc-Bao, B. (2020), “*Recycled aggregate concretes - A state-of-the-art from the microstructure to the structural performance*”. Construction and Building Materials, Vol. 257, 119522. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.119522>
- Hooton, R. D. (2015), “*Current developments and future needs in standards for cementitious materials*”. Cement and Concrete Research, vol. 78, pp. 165–177. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2015.05.022>
- Kou, S.; Poon, C. (2010), “*Properties of concrete prepared with PVA-impregnated recycled concrete aggregates*”. Cement and Concrete Composites, 32 (8), pp. 649-654. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2010.05.003>
- Kou, S., Poon, C., Agrela, F. (2011), “*Comparisons of natural and recycled aggregate concretes prepared with the addition of different mineral admixtures*”. Cement and Concrete Composites, 33 (8), pp. 788-795. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2011.05.009>
- Kou, S., Poon, C., Etxeberria, M. (2011), “*Influence of recycled aggregates on long term mechanical properties and pore size distribution of concrete*”. Cement and Concrete Composites, 33 (2), pp. 286-291. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2010.10.003>
- Paris, J. M., Roessler, J. G., Ferraro, C. C., DeFord, H. D., Townsend, T. G. (2016), “*A review of waste products utilized as supplements to Portland cement in concrete*”. Journal of Cleaner Production, vol. 121, pp.1-18. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2016.02.013>
- Poon, C. S. Shui, Z. H., Lam, L., Fok, H., Kou, S. C. (2004), “*Influence of moisture states of natural and recycled aggregates on the slump and compressive strength of concrete*”. Cement and Concrete Research, 34 (1), pp. 31-36. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(03\)00186-8](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(03)00186-8)
- Safiuddin, M.; Hearn, N. (2005), “*Comparison of ASTM saturation techniques for measuring the permeable porosity of concrete*”. Cement and Concrete Research, 35 (5), pp. 1008-1013. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2004.09.017>
- Sim, J., Park, C. 2011, “*Compressive strength and resistance to chloride ion penetration and carbonation of recycled aggregate concrete with varying amount of fly ash and fine recycled aggregate*”. Waste Management, 31 (11), pp. 2352-2360. <https://doi.org/10.1016/j.wasman.2011.06.014>
- Soriano, L., Payá, J., Monzó, J., Borrachero, M.V., Tashima, M.M. (2016), “*High strength mortars using ordinary Portland cement–fly ash–fluid catalytic cracking catalyst residue ternary system (OPC/FA/FCC)*”. Construction and Building Materials, Volume 106, pp. 228-235. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.12.111>

- Torrent, R. J. (1999). *Un método rápido y no-destructivo para medir la permeabilidad al aire del hormigón*. Materiales de Construcción, 49 (254), 51–56. <https://doi.org/10.3989/mc.1999.v49.i254.450>
- Yin, K., Ahamed, A., Lisak, G. (2018), “*Environmental perspectives of recycling various combustion ashes in cement production – A review*”. Waste Management, vol.78 pp. 401–416. <https://doi.org/10.1016/j.wasman.2018.06.012>
- Zornoza, E., Payá, J. Garcés, P. (2008), “*Carbonation rate and reinforcing steel corrosion rate of OPC/FC3R/FA mortars under accelerated conditions*”. Advances in Cement Research, 20 (1), pp. 15-22. <https://doi.org/10.1680/adcr.2007.00008>

## Comportamiento teórico-experimental de fibras de acero como reemplazo parcial del refuerzo a cortante en vigas de concreto reforzado

C. A. Juárez-Alvarado<sup>1</sup>, J. M. Mendoza-Rangel<sup>1\*</sup>, B. T. Terán-Torres<sup>1</sup>,  
P. L. Valdez-Tamez<sup>1</sup>, G. Castruita-Velázquez<sup>1</sup>  
\*Autor de Contacto: [jose.mendozarn@uanl.edu.mx](mailto:jose.mendozarn@uanl.edu.mx)  
DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v11i3.548>

Recepción: 16/07/2021 | Aceptación: 13/08/2021 | Publicación: 01/09/2021

### RESUMEN

Se propone sustituir parcialmente estribos por fibras de acero para mejorar la resistencia a cortante de vigas. Las variables estudiadas fueron: la relación agua/cemento ( $a/c$ ) = 0.55 y 0.35, y el volumen de fibra ( $V_f$ ) = 0, 0.3, 0.5, 0.7% y 0, 0.2, 0.4, 0.6% respectivamente, y la separación de estribos. Los resultados mostraron que la resistencia a cortante con estribos y fibras, fue mayor que la resistencia de las vigas reforzadas con solo estribos. La comparativa entre los datos experimentales y modelos analíticos de predicción de resistencia, mostró que se predice adecuadamente el efecto de la relación ( $a/c$ ), el  $V_f$ , y la aportación del acero longitudinal y transversal. Además, los modelos estudiados predijeron mayormente valores conservadores para la resistencia última experimental a cortante.

**Palabras clave:** concreto fibroreforzado, vigas, esfuerzo a cortante, modelo analítico, estribos, fibras de acero.

**Citar como:** Juárez-Alvarado, C. A., Mendoza-Rangel, J. M., Terán-Torres, B. T., Valdez-Tamez, P. L., Castruita-Velázquez, G. (2021), "Comportamiento teórico-experimental de fibras de acero como reemplazo parcial del refuerzo a cortante en vigas de concreto reforzado", Revista ALCONPAT, 11 (3), pp. 31 – 49, DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v11i3.548>

<sup>1</sup> Universidad Autónoma de Nuevo León, Facultad de Ingeniería Civil, Av. Universidad S/N, Cd. Universitaria, San Nicolás de los Garza, Nuevo León, México.

#### Contribución de cada autor

En este trabajo el primer autor C.A. Juárez-Alvarado contribuyó con la idea original y la planificación de la experimentación. C.A. Juárez-Alvarado, J.M. Mendoza-Rangel, B.T. Terán-Torres y P.L. Valdez-Tamez contribuyeron en la redacción del trabajo, la configuración de tablas y gráficas, así como en la discusión de los resultados en un 25% cada uno. G. Castruita-Velázquez desarrolló la experimentación y recolección de datos.

#### Licencia Creative Commons

Los derechos de autor (2021) 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 primer número del año 2022.

## Theoretical-experimental behavior of steel fibers as a partial replacement for shear reinforcement in reinforced concrete beams

### ABSTRACT

It is proposed to partially replace the stirrups with steel fibers and thus improve the shear strength concrete beams. The following variables were studied: water/cement ratios ( $w/c$ ) = 0.55 and 0.35 and fiber volume ( $V_f$ ) = 0, 0.3, 0.5, 0.7% and 0, 0.2, 0.4, 0.6% respectively, as well as the separation of the stirrups. The experimental results showed that the shear strength of the fiber-reinforced and stirrups, was greater than the strength of the control beams with only stirrups at a separation of  $d/2$ . From the comparison between the experimental data and the mathematical models, it was found that both models adequately predict the effect of the  $w/c$  ratio,  $V_f$ , the contribution of longitudinal steel and the presence of stirrups in the ultimate strength to shear. The proposed models predicted in most cases conservative values with respect to the ultimate shear strength.

**Keywords:** fiber reinforced concrete, beams, shear strength, analytical model, stirrups, steel fibers.

## Comportamento teórico-experimental de fibras de aço em substituição parcial à armadura de cisalhamento em vigas de concreto armado

### RESUMO

Propõe-se a substituição parcial dos estribos por fibras de aço para melhorar a resistência ao cisalhamento das vigas. Como variáveis: relação ( $a/c$ ) = 0,55 e 0,35 com ( $V_f$ ) = 0, 0,3, 0,5, 0,7% e 0, 0,2, 0,4, 0,6% respectivamente e espaçamento de estribo. Os resultados mostraram que a resistência ao cisalhamento com reforço de estribos e fibras foi maior que a das vigas controle com estribos separados ( $d/2$ ). A comparação entre os dados experimentais e os modelos de predição de resistência mostrou que o efeito da relação ( $a/c$ ), ( $V_f$ ), a contribuição do aço longitudinal e a presença de estribos está adequadamente previsto. Os modelos estudados previram, na maioria dos casos, valores conservadores para a resistência última ao cisalhamento experimental.

**Palavras-chave:** concreto reforçado com fibras, vigas, tensão de cisalhamento, modelo analítico, estribos, fibras de aço.

### Información Legal

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

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

En la mayoría de las estructuras de concreto reforzado, se suelen utilizar varillas corrugadas rectas que se proponen en las zonas sujetas a tensión de los elementos estructurales para resistir esfuerzos normales producto de la fuerza cortante y el momento flexionante ( $V$ ,  $M$ ). Sin embargo, cuando las fuerzas exceden a los esfuerzos permisibles, aparecen grietas de tensión diagonal con una orientación inclinada por el efecto del cortante. Si el concreto no es capaz de resistir dichas acciones se propone un refuerzo transversal para reducir el agrietamiento por efecto de la fuerza cortante (Khuntia et al, 2001).

Las fallas presentadas en los elementos estructurales son de gran interés por el peligro que representan a los usuarios finales, y una de las fallas de mayor cuidado es la ocasionada por el cortante por tensión diagonal, ya que se presenta de una forma frágil, es decir, no existe advertencia previa del colapso. Estas fallas pueden ser provocadas por acontecimientos externos a la estructura tales como sismos e impacto por sobre cargas accidentales.

Para contrarrestar este tipo de falla, las estructuras son reforzadas con varillas transversales (estribos) que, dependiendo de las cargas a las que será sometida la estructura, puede aglomerarse en una zona, impidiendo el paso libre del concreto entre el acero, provocando segregación y debilidad en esa zona de la estructura. Una alternativa para solucionar este problema es el uso de fibras de acero que proporcionan una resistencia superior a la flexión, resistencia al impacto, resistencia al agrietamiento y baja permeabilidad (Shin et al, 1994). El uso de las fibras de acero proviene de la idea básica de fortalecer la matriz de concreto ante estos esfuerzos de tensión. La distribución de las fibras en conjunto con el concreto conduce a un mejor comportamiento, debido a que se reduce la naturaleza frágil del elemento. Como consecuencia del uso de la fibra de acero, se propicia que el compuesto presente mayor tenacidad, ya que estas pueden absorber energía antes de llegar al colapso o falla del elemento. La adición de fibras de acero en el concreto ayuda a convertir su característica frágil en una dúctil. Esto se debe a que las fibras quedan uniformemente distribuidas y orientadas de manera aleatoria en todas direcciones en la masa del concreto (Ashour et al, 1992).

En general, los elementos de concreto reforzado son diseñados para resistir cargas externas que les producen esfuerzos y deformaciones de diferentes tipos, estos diseños están usualmente basados en los reglamentos de construcción y en la literatura técnica que presenta procedimientos bien definidos de dimensionamiento y reforzamiento para los elementos estructurales. La experiencia ha demostrado que estos procedimientos han sido adecuados para la mayoría de las estructuras. Sin embargo, cuando el refuerzo del concreto es diferente a la varilla de acero convencional, estos procedimientos y teorías deben considerar la aportación de este reforzamiento adicional. La mayoría de la literatura técnica presenta de manera escasa procedimientos de diseño para estructuras de concreto que son reforzadas con fibras de acero, en contraste, existe suficiente investigación que permite suponer que las fibras de acero aportan ductilidad e incrementan la resistencia mecánica a tensión del concreto (Juárez, et al., 2007). Entonces, considerando la principal aportación que tienen las fibras de acero, resulta conveniente orientar los estudios hacia el comportamiento bajo esfuerzo cortante en vigas de concreto fibroreforzado; este esfuerzo también es conocido como un esfuerzo de tensión diagonal en la zona de los apoyos. (Park, et al., 1990).

El esfuerzo cortante tiene una falla súbita si el refuerzo transversal en el concreto (estribos) no es el suficiente, y se presenta usualmente con una carga inferior a la carga de falla por flexión. Por lo tanto, en el caso de utilizar fibras de acero como refuerzo alternativo a cortante que evite la falla frágil e incremente su resistencia última, resultará pertinente presentar procedimientos teóricos para predecir esta resistencia y al hacer una comparativa con datos experimentales permitirá conocer la aportación de las fibras y contar con una posible ayuda confiable de diseño. Existen diversos

estudios que toman en cuenta dicha aportación de las fibras de acero, Jun et al. (2018) encontró que la fibra y el estribo incrementan la rigidez, al reducir la deflexión ante carga última, sin embargo, el efecto de la fibra decrece con el incremento en la cuantía del estribo. Además, se encontró que la fibra reduce la deformación en el estribo y el agrietamiento diagonal, debido al puenteo de la grieta. Por otra parte, uno de los más recientes estudios que modelan el cortante fue realizado por (Mari Bernat et. al. 2020) el cual propone un modelo de multi acción que se basa en establecer ecuaciones de equilibrio que incorporan los mecanismos de resistencia a cortante que aportan las fibras en vigas de concreto sin estribos.

Tomando en cuenta lo anterior, en esta investigación se plantea dar solución viable y practica a este problema, con un refuerzo desde la matriz, con la adición de fibra de acero en la masa de concreto, y así poder aumentar la separación de estribos y conseguir un mejor acomodo del concreto. En este trabajo de investigación se propone sustituir parcialmente los estribos por fibras de acero y con ello mejorar o mantener la resistencia mecánica a cortante por tensión diagonal de las estructuras de concreto.

Los resultados obtenidos de forma experimental mostraron que la resistencia a cortante diagonal de las vigas fibroreforzadas, con estribos, es considerablemente mayor que la fuerza teórica estimada por el código del ACI-318. Adicionalmente, se evaluaron procedimientos teóricos de predicción de resistencia a cortante en vigas de concreto fibroreforzado, mediante la comparación de dos modelos matemáticos obtenidos de la literatura (Swamy, et al., 1993 y Narayanan, et al., 1987) y los datos experimentales de las 20 vigas ensayadas a cortante por tensión diagonal. Se encontró que los dos modelos predicen adecuadamente el efecto de la relación  $a/c$ , el volumen de fibra ( $V_f$ ), la aportación del acero longitudinal y la presencia de estribos en la resistencia última a cortante. Los modelos de Swamy y Narayanan predijeron valores conservadores con respecto a la resistencia última a cortante, acercándose al valor alcanzado por la resistencia a cortante experimental.

## 2. METODOLOGÍA EXPERIMENTAL

### 2.1 Materiales

Se utilizó cemento Portland Tipo CPC 30R que cumple con la norma NMX-C-414-ONNCCE-2017, agregado grueso con tamaño máximo 12.7 mm y 4.75 mm para el agregado fino, que cumple con la especificación ASTM C33-18, los agregados son calizos típicos de la región de Monterrey con una densidad relativa de 2.59 y 2.71 y un porcentaje de absorción de 0.72 y 1.82 para agregados grueso y finos respectivamente. El aditivo utilizado fue reductor de agua hiperfluidicante base policarboxilato, con un contenido de líquido de 56%, masa de 44% y densidad de 1.11 g/cm<sup>3</sup>. El acero de refuerzo longitudinal fueron cuatro varillas No. 5 (16 mm)  $f_y = 420$  MPa y para los estribos se usó alambrión No. 2 (6.4 mm),  $f_y = 280$  MPa (ASTM A615-20). Se utilizaron fibras de acero de 50 mm de longitud y 1 mm de espesor en promedio, relación de aspecto de 50,  $f_y = 1,152$  MPa, del tipo “*Deformed Slit Sheet*” según el ASTM A820-16.

### 2.2 Proporcionamiento de las mezclas

En las tablas 1 y 2 se muestran las diferentes mezclas de concreto estudiadas. Se realizaron un total de ocho mezclas, cuatro para la relación  $a/c = 0.55$  y otras cuatro para la relación  $a/c = 0.35$ . En ambos casos, las variables fueron: el porcentaje de fibras en volumen por metro cúbico de concreto y el refuerzo transversal a cortante utilizando estribos cerrados. Las vigas fueron fabricadas por duplicado para cada mezcla y cada variable.

Tabla 1. Proporcionamiento para la resistencia de  $f'c = 25$  MPa, en  $kg/m^3$ .

Materiales	% de fibra de acero			
	0.0	0.3	0.5	0.7
<b>a/c = 0.55</b>				
Agua total	157	157	157	157
Cemento	280	280	280	280
A. Grueso	792	782.6	766.9	770.1
A. Fino	1139	1124.8	1115.5	1106.1
Fibra	0	23.5	39.2	54.8
Aditivo	1.1	1.4	1.6	2.2
Aire %	2.5	2.5	2.5	2.5

Tabla 2. Proporcionamiento para la resistencia de  $f'c = 35$  MPa, en  $kg/m^3$ .

Materiales	% de fibra de acero			
	0.0	0.2	0.4	0.6
<b>a/c = 0.35</b>				
Agua total	136	136	136	136
Cemento	380	380	380	380
A. Grueso	761	753.9	748.5	742.2
A. Fino	1139	1128.4	1120.2	1110.8
Fibra	0	17.7	31.3	47
Aditivo	1.9	2.3	2.7	3.4
Aire %	2.5	2.5	2.5	2.5

Agua total = Agua de reacción + agua de absorción + agua del aditivo

### 2.3 Mezclado, colado y curado

Las mezclas fueron realizadas en una revolvedora de mezclado inverso con capacidad de 90 L. Se homogenizaron durante un minuto los agregados finos y gruesos con un tercio del agua de reacción + absorción, después se agregó el cemento, el aditivo y el resto del agua de reacción mezclando durante tres minutos, se dejó reposar tres minutos y posteriormente se mezcló adicionalmente durante dos minutos. Cuando se requirieron las fibras, éstas fueron adicionadas aleatoriamente durante el segundo periodo de mezclado. Después de realizado el mezclado, se midió la consistencia a través de la prueba de revenimiento y el contenido de aire de acuerdo a las normas ASTM C143-20 y ASTM C231-17a respectivamente, sólo para las mezclas sin fibra. La resistencia a la compresión fue realizada mediante ensaye a seis cilindros de concreto fibroreforzado de 100 mm de diámetro por 200 mm de alto fabricados por cada porcentaje de fibra, curados de forma estándar según la norma ASTM C192-19 y ensayados a 28 días de acuerdo al método de ensaye ASTM C39-21. Adicionalmente, se obtuvo la resistencia a la tensión por compresión diametral, utilizando seis cilindros de concreto fibroreforzado de 150 mm de diámetro por 300 mm de alto, curados a 28 días de edad y ensayados de acuerdo con el método de prueba ASTM C496-17. Por otra parte, el concreto de las vigas se vació en cimbras metálicas compactándose con vibrador eléctrico interno que permitió homogenizar las fibras dentro de la mezcla de concreto, sin observarse aglomeración de las mismas. Todas las vigas fueron curadas con lámina de agua en sus cimbras hasta cumplir siete días de edad, posteriormente se curaron con membrana base agua, formulado a base de resinas acrílicas espreable hasta el momento de su ensaye.

### 2.4 Fabricación y ensayo de las vigas de concreto fibroreforzado

Se fabricaron 20 vigas de concreto reforzado de 2000x150x250 mm, de las cuales, 10 vigas se colaron con mezclas de concreto con una relación agua/cemento ( $a/c$ ) = 0.55, para obtener una resistencia a la compresión especificada de  $f'c=25$  MPa y las 10 vigas restantes fueron coladas con mezclas de concreto con una relación  $a/c=0.35$  para una resistencia a la compresión especificada de  $f'c=35$  MPa. Las vigas fueron fabricadas por duplicado, por cada relación  $a/c$ , ocho pares de vigas tienen estribos y dos pares de vigas no tienen estribos (véase tabla 3). Para evaluar el efecto de las fibras como refuerzo a cortante en la matriz de concreto, se agregaron fibras de acero de 50 mm de longitud y 1 mm de espesor en promedio. Se fabricaron vigas por duplicado, reforzadas con estribos cerrados y con los siguientes porcentajes de fibra con respecto al volumen total de la mezcla: 0% (control), 0.3%, 0.5%, 0.7% para la relación  $a/c = 0.55$ . De igual manera, 0% (control), 0.2%, 0.4%, 0.6% para la relación  $a/c = 0.35$ . Para tener una separación de estribos igual en ambas relaciones  $a/c$  como se puede observar en la tabla 3, los porcentajes de fibra tienen que ser diferentes, siendo menores para el concreto de mayor resistencia a la compresión. Adicionalmente, fueron fabricadas 2 pares de vigas sin estribos con los mayores porcentajes de fibras de 0.7% y 0.6% para las relaciones  $a/c = 0.55$  y 0.35 respectivamente. El arreglo del acero de refuerzo transversal de la viga y los puntos de aplicación de las cargas durante el ensayo se pueden observar en la figura 1. La ubicación de las cargas para los ensayos se determinó siguiendo el criterio utilizado por Park, et al., 1990 para definir el claro de cortante, lo que permitió producir altas fuerzas cortantes por tensión diagonal en los extremos de las vigas. Todas las vigas fueron ensayadas al cumplir 28 días de edad.

Tabla 3. Detalle del reforzamiento de estribos y fibras de las vigas.

<b>a/c = 0.55</b>	Separación de estribos, mm	150	250	300	350	S/E
	Porcentaje de fibra, %	0.0	0.3	0.5	0.7	0.7
	No. de especímenes	2	2	2	2	2
<b>a/c= 0.35</b>	Separación de estribos, mm	150	250	300	350	S/E
	Porcentaje de fibra, %	0.0	0.2	0.4	0.6	0.6
	No. de especímenes	2	2	2	2	2

\* Nomenclatura: S/E = Sin estribos

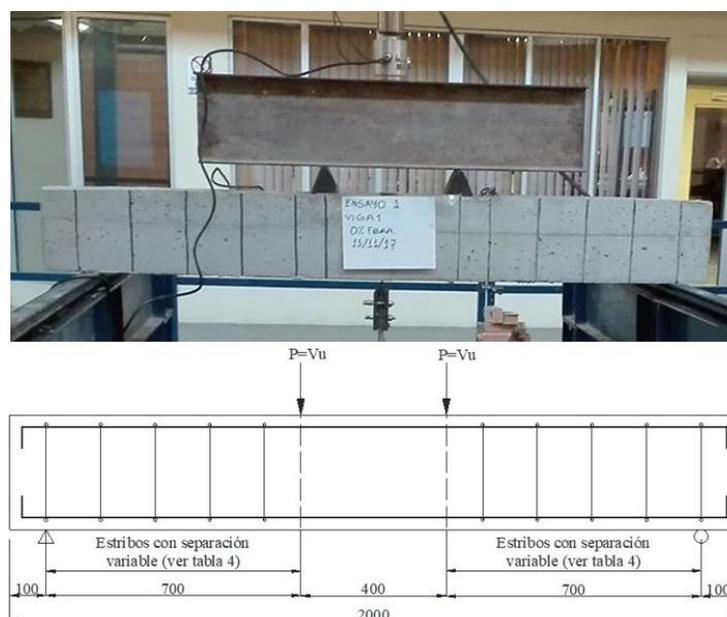


Figura 1. Arreglo general del ensayo de las vigas

En la tabla 4 se establece la designación utilizada para las 20 vigas fabricadas, así como la cantidad y distribución del refuerzo longitudinal y transversal para cortante (estribos) y el porcentaje de fibras usado.

Tabla 4. Identificación de las vigas de concreto fibroreforzado

Designación	Resistencia del concreto $f'_c$ , MPa	Relación a/c	Refuerzo longitudinal $\Phi$ 16 mm	Refuerzo transversal $\Phi$ 6.4 mm	fibra de acero, %
Mva-N-1,0.0	25	0.55	4 Varillas	12 estribos @ 150 mm	0.0
Mva-N-2,0.0				8 estribos @ 250 mm	0.3
Mva-N-3,0.3				8 estribos @ 300 mm	0.5
Mva-N-4,0.3				6 estribos @ 350 mm	0.7
Mva-N-5,0.5				12 estribos @ 150 mm	0.0
Mva-N-6,0.5				8 estribos @ 250 mm	0.2
Mva-N-7,0.7				8 estribos @ 300 mm	0.4
Mva-N-8,0.7				6 estribos @ 350 mm	0.6
Mvb-N-9,0.0	35	0.35		Sin estribos	0.7
Mvb-N-10,0.0				Sin estribos	0.6
Mvb-N-11,0.2					
Mvb-N-12,0.2					
Mvb-N-13,0.4					
Mvb-N-14,0.4					
Mvb-N-15,0.6					
Mvb-N-16,0.6					
Mva-N-17,0.7	25	0.55			
Mva-N-18,0.7					
Mvb-N-19,0.6	35	0.35			
Mvb-N-20,0.6					

Nomenclatura:

Mva: Viga con  $f'_c = 25$  MPa

Mvb: Viga con  $f'_c = 35$  MPa

N-1, 2...20: Numeración de las vigas

0.0, 0.2, ...0.7: % de fibra con respecto al volumen de concreto

### 3. MÉTODO ANALÍTICO PARA CONCRETO SIN FIBRAS

#### 3.1 Modelo propuesto por el Comité 318 del Instituto Americano del Concreto (ACI 318-14)

La resistencia nominal a cortante para cualquier sección de una viga de concreto reforzado, se obtiene de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$V_n = V_c + V_s \quad (1)$$

Para vigas sujetas únicamente a cortante por tensión diagonal, la resistencia al cortante que proporciona el concreto es la siguiente:

$$V_c = \left( 0.16\lambda\sqrt{f'_c} + 17\rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d \quad (2)$$

$$V_c \leq (0.29\lambda\sqrt{f'_c})b_w d \quad (3)$$

$$\frac{V_u d}{M_u} \leq 1.0 \quad (4)$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w d} \quad (5)$$

Adicionalmente, la resistencia al cortante que proporcionan los estribos se obtiene de la siguiente manera:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (6)$$

Nomenclatura:

$b_w$  = Ancho del alma (mm).

$d$  = Peralte efectivo de la viga (mm).

$f'_c$  = Esfuerzo de diseño a la compresión especificada a los 28 días. (MPa).

$f_y$  = Esfuerzo a la fluencia de los estribos (MPa).

$s$  = Separación entre estribos (mm).

$A_s$  = Área del acero longitudinal (mm<sup>2</sup>).

$A_v$  = Área de los estribos (mm<sup>2</sup>).

$M_u$  = Momento factorizado (kN-mm).

$V_c$  = Resistencia a cortante proporcionada por el concreto (kN).

$V_n$  = Resistencia nominal a cortante teórica (kN).

$V_s$  = Resistencia a cortante proporcionada por los estribos (kN).

$V_u$  = Fuerza cortante factorizada (kN).

$\rho_w$  = Relación del refuerzo longitudinal en el alma.

$\lambda$  = Factor de la densidad del concreto = 1.0 para concreto de peso normal.

## 4. MÉTODOS ANALÍTICOS CLÁSICOS PARA CONCRETO FIBROREFORZADO

### 4.1 Modelo de Swamy (Swamy et al., 1974)

Este modelo se caracteriza por ser un método simple y considera que en una viga de concreto fibroreforzado sin estribos la determinación del cortante último teórico se puede realizar de la siguiente manera:

$$V_u = (0.41\sigma_{ut})bd \quad (13)$$

El planteamiento del modelo de Swamy se diseñó para determinar el esfuerzo último a tensión del concreto fibroreforzado en flexión, con la intención de no tener que hacer tantos ensayos en laboratorio para determinar el resultado, por lo que el modelo propone sea obtenido con la siguiente

ecuación:

$$\sigma_{ut} = 0.97\sigma_m(1 - V_f) + 3.4V_f \left( \frac{L_f}{D_f} \right) \quad (14)$$

$$\sigma_m = 0.62\sqrt{f_{cm}} \quad (15)$$

En el caso de la existencia de estribos en la viga, la aportación a la resistencia última a cortante obtenida de la ecuación (13) se calcula con la siguiente ecuación:

$$V_w = \left( \frac{A_{sw}}{s} \right) df_{ywm} \quad (16)$$

Nomenclatura:

$b$  = Ancho de la viga (mm).

$d$  = Peralte efectivo de la viga (mm).

$f_{cm}$  = Resistencia a compresión del concreto fibroreforzado (MPa).

$f_{ywm}$  = Esfuerzo en los estribos (MPa).

$s$  = Separación entre estribos (mm).

$A_{sw}$  = Área de los estribos (mm<sup>2</sup>).

$D_f$  = Diámetro de la fibra (mm).

$L_f$  = Longitud de la fibra (mm).

$V_f$  = Fracción de volumen de fibras.

$V_w$  = Resistencia al cortante proporcionada por los estribos (kN).

$V_u$  = Resistencia última a cortante teórica (kN).

$\sigma_m$  = Resistencia a tensión del concreto fibroreforzado (MPa).

$\sigma_{ut}$  = Esfuerzo último a tensión del concreto fibroreforzado sujeto a flexión (MPa).

#### 4.2 Modelo de Narayanan (Narayanan et al., 1987)

Este modelo considera tres términos para el cálculo de la resistencia última a cortante teórica, el primer término toma en cuenta la aportación de la fibra reforzando al concreto, el segundo término considerará la acción de “dovela” que proporciona el refuerzo longitudinal y finalmente el último término propone la aportación de la resistencia a la extracción de las fibras en el agrietamiento diagonal. De esta manera, el modelo propuesto es el siguiente:

$$V_u = e \left[ A' f_{spfc} + B' \rho \frac{d}{a} \right] + V_b \quad (17)$$

$$e = 1.0 \quad \text{cuando} \quad \frac{a}{d} > 2.8 \quad (18)$$

$$e = 2.8 \frac{d}{a} \quad \text{cuando} \quad \frac{a}{d} \leq 2.8 \quad (19)$$

$$f_{spfc} = \frac{f_{cuf}}{A} + B + C\sqrt{F} \quad (20)$$

$$A = 20 - \sqrt{F} \quad (21)$$

Los factores identificados que influyen en la resistencia del concreto fibroreforzado, son la fracción de volumen de fibra, la relación de aspecto y la interface que existe entre la fibra y la matriz. La siguiente ecuación considera estos tres factores:

$$F = \left(\frac{L}{D}\right)\rho_f d_f \quad (22)$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad (23)$$

$$V_b = 0.41(\tau)F \quad (24)$$

Nomenclatura:

$a$  = Claro de cortante (mm).

$b$  = Ancho de la viga (mm).

$d$  = Peralte efectivo de la viga (mm).

$d_f$  = Factor de adherencia según el tipo de fibra = 0.5 circulares; 0.75 onduladas; 1 endentada.

$e$  = Factor adimensional que toma en cuenta la acción del efecto de arco.

$f_{cuf}$  = Resistencia a compresión del concreto fibroreforzado (MPa).

$f_{spfc}$  = Resistencia a tensión diametral del concreto fibroreforzado (MPa).

$A$  = Constante adimensional.

$A'$  = Constante adimensional = 0.24

$A_s$  = Área del refuerzo longitudinal (mm<sup>2</sup>).

$B$  = Constante = 0.7 MPa

$B'$  = Constante = 80 MPa

$C$  = Constante = 1 MPa

$F$  = Factor de la fibra.

$V_b$  = Fuerza de extracción de la fibra en el agrietamiento (kN).

$V_u$  = Resistencia última a cortante teórica (kN).

$\rho_f$  = Fracción de volumen de fibras.

$\rho$  = Relación del refuerzo longitudinal.

$\tau$  = Esfuerzo de adherencia última = 4.15 MPa

## 5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

### 5.1 Predicción de la resistencia última utilizando los modelos analíticos.

En la tabla 5 se presentan los resultados de la resistencia nominal a cortante ( $V_n$ ) que se obtiene mediante el modelo del ACI 318-14 con las ecuaciones (1), (2) y (6). La resistencia  $V_n$  es usada en el diseño a cortante de vigas de concreto reforzado e incluye la resistencia proporcionada por el concreto, por el refuerzo longitudinal y los estribos. Este modelo no considera la aportación de las fibras como refuerzo en el concreto.

Tabla 5. Resistencia nominal a cortante en vigas de concreto sin fibras con estribos ecuación (1) y sin estribos ecuación (2), para las dos relaciones a/c

Relación a/c	$f'_c$ MPa	$V_c$ (ec. 2) kN	$f_y$ MPa	$V_s$ kN	$V_n$ (ec.1) kN
0.55	25	39.5	280	25.8	65.3
0.35	35	44.2	280	25.8	70.0

Existen estudios previos que proponen modelos analíticos basados en resultados experimentales (Dinh et al., 2010, Aoude et al., 2012), y otros que analizan datos experimentales provenientes de varias fuentes y utilizan un número importante de modelos analíticos para hacer comparaciones, (Haisam, 2011). El fin del presente estudio fue producir una experimentación científica propia que valide los modelos analíticos seleccionados que son considerados como clásicos en la literatura, ya que han sido la base de muchos otros y que el mérito de estos últimos solo radica en una personalización de alguna variable, sin llegar a ser una modificación sustancial al modelo original. En la tabla 6 se presentan los resultados experimentales de las resistencias a compresión y tensión de especímenes fibroreforzados, que fueron usados por los modelos analíticos para la predicción de la resistencia última a cortante teórica. La resistencia a compresión fue tomada como  $f_{cuf}$  para el modelo de Narayanan. De igual manera, la resistencia a tensión fue considerada como  $f_{spfc}$  para el modelo de Narayanan. Estos valores fueron obtenidos de manera estandarizada como se indicó anteriormente, por lo que conseguirlos no representa una dificultad significativa para la aplicación de los modelos estudiados.

Tabla 6. Resistencia a compresión y tensión de especímenes de concreto fibroreforzado de 28 días de edad

Designación	Resistencia a compresión MPa	Resistencia a tensión MPa	Designación	Resistencia a compresión MPa	Resistencia a tensión MPa
Mva-N-1,0.0	28.5	2.5	Mvb-N-9,0.0	44.9	3.4
Mva-N-2,0.0	31.2	2.7	Mvb-N-10,0.0	46.4	3.8
Mva-N-3,0.3	29.5	3.2	Mvb-N-11,0.2	50.1	3.8
Mva-N-4,0.3	29.6	2.5	Mvb-N-12,0.2	37.2	3.4
Mva-N-5,0.5	30.2	3.2	Mvb-N-13,0.4	45.8	3.5
Mva-N-6,0.5	31.9	3.4	Mvb-N-14,0.4	51.7	3.7
Mva-N-7,0.7	31.5	3.2	Mvb-N-15,0.6	48.2	4.2
Mva-N-8,0.7	32.7	3.6	Mvb-N-16,0.6	46.1	3.9

En la tabla 7 se presentan los resultados obtenidos de los modelos analíticos seleccionados, para determinar la resistencia última a cortante teórica.

Tabla 7. Resistencia a última a cortante teórica, de vigas fibroreforzadas para ambas relaciones a/c.

Designación	Modelo	Modelo de	Designación	Modelo	Modelo de
-------------	--------	-----------	-------------	--------	-----------

	de Swamy kN	Narayanan kN		de Swamy kN	Narayanan kN
Mva-N-1,0.0	-	-	Mvb-N-11,0.2	75.0	76.5
Mva-N-2,0.0	-	-	Mvb-N-12,0.2	75.0	76.5
Mva-N-3,0.3	68.2	70.6	Mvb-N-13,0.4	72.9	75.5
Mva-N-4,0.3	68.2	70.6	Mvb-N-14,0.4	72.9	75.5
Mva-N-5,0.5	66.1	69.9	Mvb-N-15,0.6	71.4	76.6
Mva-N-6,0.5	66.1	69.9	Mvb-N-16,0.6	71.4	76.6
Mva-N-7,0.7	64.7	69.9	Mva-N-17,0.7	53.6	58.9
Mva-N-8,0.7	64.7	69.9	Mva-N-18,0.7	53.6	58.9
Mvb-N-9,0.0	-	-	Mvb-N-19,0.6	60.4	64.6
Mvb-N-10,0.0	-	-	Mvb-N-20,0.6	60.4	64.6

## 5.2 Efecto del reforzamiento con fibras en vigas de concreto reforzado con respecto a los modelos teóricos.

En la tabla 8 se presentan los resultados de la resistencia experimental a cortante de las vigas de concreto fibroreforzado con y sin estribos, se obtienen los promedios para cada par de vigas ensayadas en el laboratorio.

Tabla 8. Resistencia experimental a cortante en vigas de concreto fibroreforzado, para las dos relaciones a/c

Designación	$Vu_{exp}$ kN	Promedio kN	Designación	$Vu_{exp}$ kN	Promedio kN
Mva-N-1,0.0	68.9	67.3	Mvb-N-11,0.2	74.5	74.7
Mva-N-2,0.0	65.6		Mvb-N-12,0.2	74.9	
Mva-N-3,0.3	75.9	76.1	Mvb-N-13,0.4	80.6	80.9
Mva-N-4,0.3	76.2		Mvb-N-14,0.4	81.2	
Mva-N-5,0.5	83.0	84.4	Mvb-N-15,0.6	87.2	83.2
Mva-N-6,0.5	85.7		Mvb-N-16,0.6	79.1	
Mva-N-7,0.7	83.6	86.7	Mva-N-17,0.7	52.8	56.9
Mva-N-8,0.7	89.7		Mva-N-18,0.7	60.9	
Mvb-N-9,0.0	68.6	69.1	Mvb-N-19,0.6	53.4	51.5
Mvb-N-10,0.0	69.6		Mvb-N-20,0.6	49.6	

El efecto en la resistencia última a cortante proporcionado por el reforzamiento con las fibras de acero es evidente al comparar las tablas 5, 7 y 8, sin embargo, resulta conveniente hacer una relación directa entre la resistencia obtenida experimentalmente y la resistencia analítica. En la figura 2a se presentan de manera gráfica estos valores, que se obtuvieron al dividir la columna 3 de la tabla 8 entre la resistencia nominal a cortante (ecuación 1) para la relación a/c = 0.55 y la figura 2b muestra los valores que se obtuvieron al dividir la columna 6 de la tabla 8 entre la resistencia nominal a cortante (ecuación 1) para la relación a/c = 0.35.

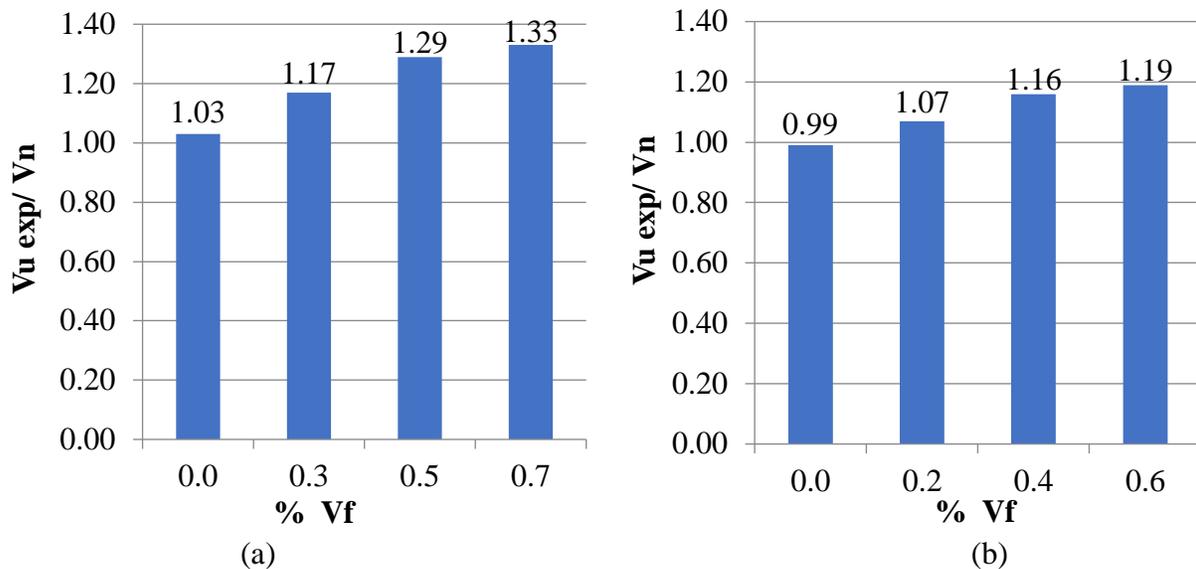


Figura 2. Aportación del reforzamiento con fibras comparando la resistencia experimental a cortante de las vigas de concreto fibroreforzado con estribos obtenida de la tabla 8 vs la resistencia nominal a cortante obtenida de la tabla 5. (a) Relación  $a/c=0.55$ . (b) Relación  $a/c=0.35$ .

Para las vigas de relación  $a/c=0.55$ , la fibra incrementa hasta un 33% de la resistencia a cortante en comparación con la resistencia nominal para  $V_f = 0.7\%$ . En el caso de las vigas de relación  $a/c=0.35$  la aportación de las fibras es menos significativa solo un 19% para  $V_f=0.6\%$ . Este comportamiento presentado en ambos tipos de vigas, puede ser debido a que las fibras permitieron reducir el ancho de las grietas por tensión diagonal, propiciando una redistribución de esfuerzos en los estribos haciéndolo más eficiente.

La efectividad del reforzamiento con fibras combinado con el uso de estribos ya fue reportada, encontrando una mejora en la resistencia última a cortante y en la ductilidad (Sarhat et al., 2006). El uso de  $V_f$  de 0.5 y 1.5% resultó más efectivo que incrementar la relación  $a/c$ . En la tabla 8 se observa inclusive que las vigas de relación  $a/c=0.55$  para todos los volúmenes de fibra, alcanzan una resistencia experimental a cortante mayor a las vigas control de relación  $a/c=0.35$ , aun cuando estas últimas tienen una relación  $a/c$  mayor. Lo anterior permite suponer que para volúmenes altos de fibras ( $> 0.5\%$ ) la relación  $a/c$  no parece tener un efecto significativo.

Se puede observar en la tabla 9 los resultados experimentales de la resistencia última a cortante comparada con resultados teóricos obtenidos de los tres modelos analíticos estudiados. El efecto de la relación  $a/c$  de las vigas se puede observar tanto para los resultados experimentales como para los teóricos, ya que se incrementa la resistencia a cortante a menor relación  $a/c$ . El mejor comportamiento producido por la combinación de estribos y fibras de acero en comparación con las vigas fibroreforzadas sin estribos, también es evidenciado por los modelos analíticos.

En la tabla 9 se presenta una relación entre el valor experimental y el valor teórico para identificar qué tanto se sobreestima la resistencia última a cortante. Los modelos analíticos de Swamy y Narayanan predicen valores en su mayoría mayores a la unidad, es decir, subestiman a los valores experimentales siendo esto conservador. Los tres modelos muestran valores similares a los experimentales para ambas relaciones  $a/c$  y para vigas fibroreforzadas con estribos, sin embargo, para las vigas sin estribos (17,18,19 y 20) se sobreestima la resistencia a cortante sobre todos para la relación  $a/c = 0.35$ . De igual manera, el efecto del volumen de la fibra también se modela adecuadamente ya que registra el incremento en la resistencia última experimental a cortante conforme se incrementa el  $V_f$  de fibra.

Los criterios conceptuales con los que se establecieron los tres modelos explican la diferencia en su predicción de los valores experimentales, mientras el modelo del ACI trata de considerar las aportaciones a la resistencia última a cortante tanto del concreto, de las fibras y de los estribos en caso de haberlos, e inclusive el efecto de la fuerza de dovola. El modelo de Swamy considerablemente más simple proporciona valores más conservadores a los experimentales, y sólo el modelo de Narayanan considera la resistencia a tensión del concreto. Los dos últimos modelos consideran el efecto de la relación de aspecto de la fibra y la variación del Vf. Cabe mencionar, que los modelos analíticos estudiados no proporcionan datos sobre la ductilidad y patrones de agrietamiento de las vigas de concreto fibroreforzado.

Tabla 9. Relación de la resistencia a cortante experimental entre la resistencia a cortante analítica obtenida de cada modelo

Designación	$Vu_{exp}$ kN	$Vn_{ACI}$ kN	$\frac{Vu_{exp}}{Vu_{ACI}}$	$Vu_{Swamy}$ kN	$\frac{Vu_{exp}}{Vu_{Swamy}}$	$Vu_{Narayanan}$ kN	$\frac{Vu_{exp}}{Vu_{Narayanan}}$
Mva-N-1,0.0	68.9	65.3	1.06				
Mva-N-2,0.0	65.6	65.3	1.00				
Mva-N-3,0.3	75.9			68.2	1.11	70.6	1.08
Mva-N-4,0.3	76.2			68.2	1.12	70.6	1.08
Mva-N-5,0.5	83.0			66.1	1.26	69.9	1.19
Mva-N-6,0.5	85.7			66.1	1.29	69.9	1.23
Mva-N-7,0.7	83.6			64.7	1.29	69.9	1.19
Mva-N-8,0.7	89.7			64.7	1.39	69.9	1.28
Mva-N-17,0.7	52.8			53.6	0.98	58.9	0.89
Mva-N-18,0.7	60.9			53.6	1.14	58.9	1.03
Mvb-N-9,0.0	68.6	70.0	0.98				
Mvb-N-10,0.0	69.6	70.0	0.99				
Mvb-N-11,0.2	74.5			75.0	0.99	76.5	0.97
Mvb-N-12,0.2	74.9			75.0	1.00	76.5	0.98
Mvb-N-13,0.4	80.6			72.9	1.11	75.5	1.07
Mvb-N-14,0.4	81.2			72.9	1.11	75.5	1.08
Mvb-N-15,0.6	87.2			71.4	1.22	76.6	1.14
Mvb-N-16,0.6	79.1			71.4	1.11	76.6	1.03
Mvb-N-19,0.6	53.4			60.4	0.88	64.6	0.83
Mvb-N-20,0.6	49.6			60.4	0.82	64.6	0.78

De igual manera en la tabla 9 se puede observar que, analizando los resultados para las vigas sin estribos, el modelo de Narayanan sobreestima los valores y el modelo Swamy de lo hace igualmente, pero se acerca más a la unidad.

El comportamiento gráfico de lo discutido anteriormente se presenta en la figura 3 donde se puede observar una relación entre los resultados de la resistencia experimental última a cortante y los resultados de los modelos analíticos. Se observa que la predicción de los valores obtenidos de los modelos que se aproximan a la diagonal es igual a la experimental, en caso contrario, todos los valores por debajo de esta diagonal son poco conservadores. Tal es el caso de algunos puntos del modelo de Narayanan que presentan un grado menor de aproximación con respecto a los otros modelos analíticos propuestos por Swamy y ACI. La mayoría de los puntos graficados de los tres modelos muestran similitud en sus resultados y se consideran conservadores ya que se encuentran sobre la diagonal.

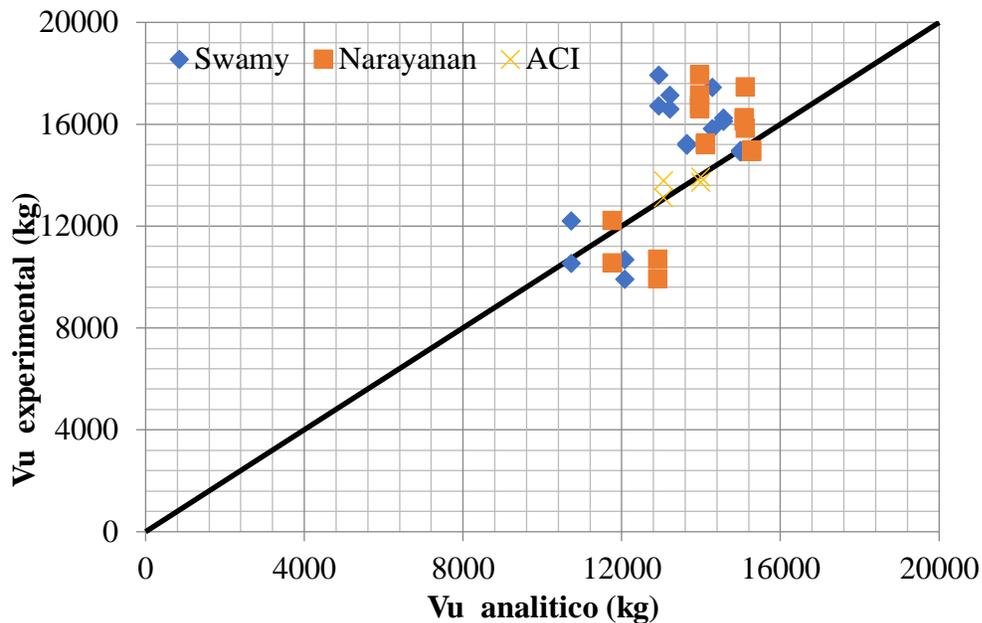


Figura 3. Resistencia experimental a cortante vs resistencia última a cortante obtenida por los tres modelos analíticos propuestos, para vigas fibroreforzadas con ambas relaciones  $a/c$ , con estribos y sin estribos.

**5.3 Efecto de la acción combinada del reforzamiento con fibras de acero y estribos.**

En la figura 5 se presentan los resultados de la resistencia experimental a cortante de las vigas de concreto fibroreforzado sin estribos, pero con el mayor contenido de fibra y se comparan con las vigas control y los valores límites de los tres modelos estudiados.

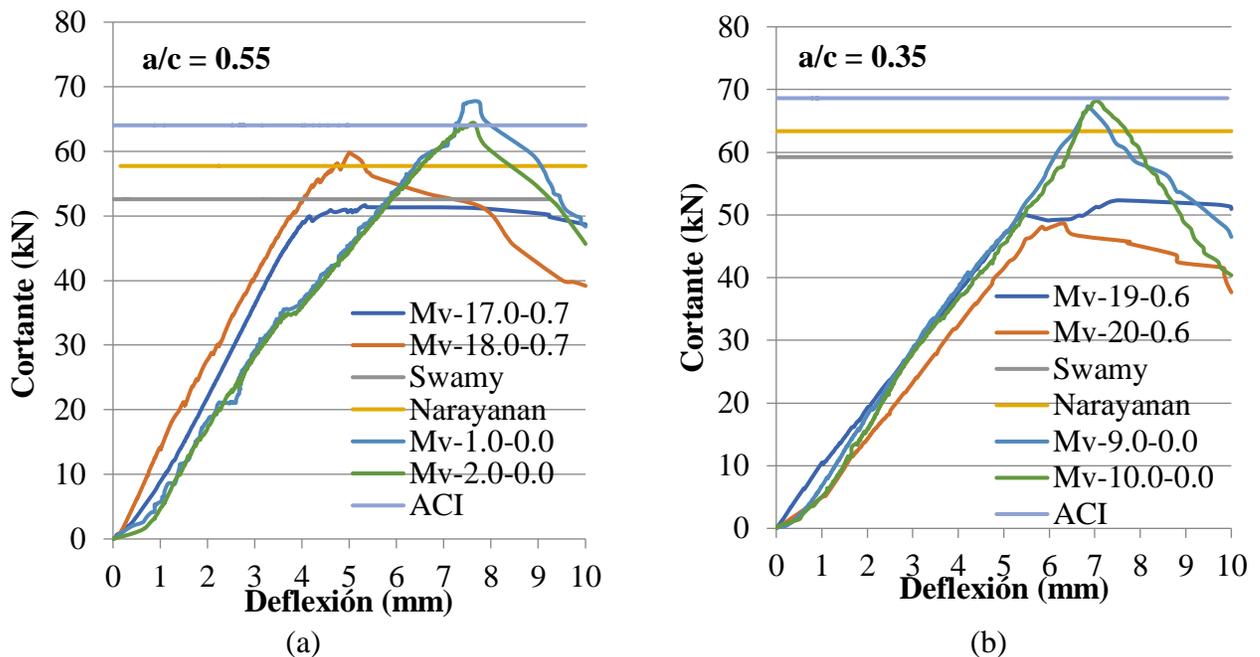


Figura 5. Comportamiento de vigas fibroreforzadas sin estribos comparadas con las vigas control. (a) Relación  $a/c=0.55$ . (b) Relación  $a/c=0.35$ .

En la figura 5 se puede observar que para ambas relaciones  $a/c$  la aportación del máximo contenido de fibra a la resistencia experimental a cortante de las vigas sin estribos (17,18,19 y20), no fue

suficiente para al menos igualar la resistencia experimental de las vigas control (1,2,9 y 10) que no tienen fibra, pero que tienen la mayor cantidad de estribos. Inclusive solamente las vigas para la relación  $a/c = 0.55$  alcanzan la resistencia teórica predicha por los modelos, no siendo el caso para las vigas de relación  $a/c = 0.35$ , esto puede deberse a que tenían menos  $V_f$  y que el incremento de la resistencia del concreto no fue suficiente, sin embargo, se puede observar que el comportamiento post-agrietamiento en las vigas reforzadas únicamente con fibras tuvo menor reducción de resistencia a cortante que las vigas con solo estribos, esto se debe a la adherencia matriz-fibra que permite la transferencia de los esfuerzos. Las vigas control presentan un comportamiento adecuado y alcanzan el valor predicho por el ACI.

En caso contrario, se puede observar en la figura 6 en donde las vigas fibroreforzadas con el máximo  $V_f$  y con la menor cantidad de estribos tuvieron una mayor resistencia a cortante que las vigas control, inclusive sobrepasan de manera significativa para ambas relaciones  $a/c$  los valores límites de los modelos. La aportación de las fibras en combinación con la mitad del área de acero transversal que tienen las vigas control, incrementó la resistencia última a cortante con respecto a la resistencia nominal teórica y resultó ser considerablemente mayor en comparación con los resultados obtenidos para las vigas control con la mayor cantidad de estribos.

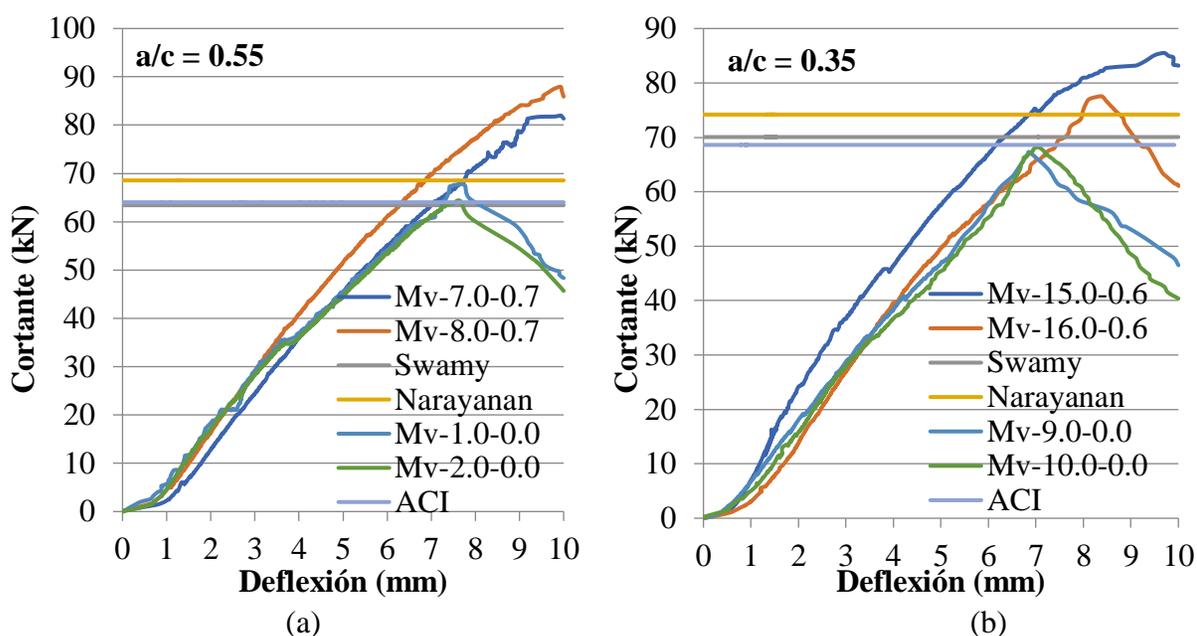


Figura 6. Comportamiento de vigas fibroreforzadas con la cantidad mínima de estribos comparadas con las vigas control. (a) Relación  $a/c=0.55$ . (b) Relación  $a/c=0.35$ .

Desde el punto de vista del comportamiento estructural del concreto reforzado, la presencia de las fibras de acero como refuerzo adicional para las vigas con estribos, permite incrementar de manera significativa la resistencia última a cortante, por lo que resulta justificable utilizar modelos analíticos que permitan predecir con certidumbre una resistencia teórica a cortante apegada a la obtenida experimentalmente, y que sea una ayuda de diseño para este tipo de elementos estructurales.

La presente investigación pretendió mostrar que la resistencia última a cortante se incrementa sustancialmente cuando se utilizan fibras de acero y que, teniendo conocimiento de modelos analíticos de aplicación simple, pueden convertirse en una herramienta útil para el análisis y diseño de vigas de concreto fibroreforzadas con estribos y sin estribos. Bajo esta perspectiva se presentan a continuación las conclusiones que aplican de acuerdo a los resultados obtenidos.

## 6. CONCLUSIONES

1. El uso de las fibras de acero, no producen una disminución en la resistencia a la compresión y tensión del concreto fibroreforzado para las dos relaciones a/c, al contrario, se incrementan ambas resistencias.
2. Es recomendable utilizar resultados experimentales de las resistencias a compresión y tensión obtenidos de especímenes de concreto fibroreforzados, lo que permitirá que los modelos analíticos tengan una adecuada predicción de la resistencia última a cortante teórica.
3. Los modelos analíticos del ACI, Swamy y Narayanan predijeron valores conservadores con respecto a la resistencia última a cortante, acercándose o siendo menores a la resistencia a cortante experimental, esto permite suponer que pueden ser utilizados de forma conservadora para el análisis y diseño de las vigas de concreto fibro-reforzadas con estribos.
4. El uso de  $V_f$  de 0.3, 0.5 y 0.7 en vigas fibroreforzadas con relación a/c = 0.55 con estribos resultó en una mayor resistencia experimental a cortante que la observada para la relación a/c a 0.35.
5. Las vigas de concreto fibroreforzado sin estribos con  $V_f$  de 0.6 y 0.7% tienen una resistencia última a cortante menor con respecto a las vigas control para ambas relaciones a/c. Además, esta resistencia última es también menor que la predicha por los tres modelos analíticos.
6. Las fibras de acero como refuerzo adicional en combinación con una cantidad mínima de estribos permiten incrementar sustancialmente la resistencia última a cortante por tensión diagonal y el comportamiento dúctil en las vigas de concreto fibroreforzadas.
7. El reforzamiento únicamente con fibras de acero no puede sustituir totalmente al acero de refuerzo transversal, pero sí presentó un mejor comportamiento post-agrietamiento ya que tuvo menor reducción de resistencia a cortante que las vigas con solo estribos, esto se debe a la adherencia matriz-fibra.

## 7. AGRADECIMIENTOS

Se agradece al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT), por su apoyo financiero para la beca del estudiante de maestría en ciencias. También, se agradece a las autoridades del Instituto de Ingeniería Civil “Dr. Raymundo Rivera Villarreal” de la Facultad de Ingeniería Civil de la UANL, por su apoyo para el uso de la infraestructura necesaria para llevar a cabo las pruebas experimentales.

## 8. REFERENCIAS

- ACI 318S-14, (2014), *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentarios*, Instituto Americano del Concreto, ACI.
- Ashour, S. A., Hasanain, G. S., Wafa, F. F. (1992), *Shear Behavior of High-Strength Fiber Reinforced Concrete Beams*, ACI Structural Journal, Vol. 89, No. 2, March-April, pp. 176 – 184.
- Aoude, H., Belghiti, M., Cook, W. D., Mitchell, D. (2012), *Response of steel fiber-reinforced concrete beams with and without stirrups*, ACI Structural Journal, Vol. 109, No. 3, pp. 359-367.
- ASTM International. (2018). *ASTM C33 / C33M-18, Standard Specification for Concrete Aggregates*. Annual Book of ASTM Standards, American Society of Testing Materials. [https://doi.org/10.1520/C0033\\_C0033M-18](https://doi.org/10.1520/C0033_C0033M-18)
- ASTM International. (2020). *ASTM A615 / A615M-20, Standard Specification for Deformed and Plain Carbon-Steel Bars for Concrete Reinforcement*. West Conshohocken, PA. [https://doi.org/10.1520/A0615\\_A0615M-20](https://doi.org/10.1520/A0615_A0615M-20)

- ASTM International. (2016). *ASTM A820 / A820M-16, Standard Specification for Steel Fibers for Fiber-Reinforced Concrete*. West Conshohocken, PA. [https://doi.org/10.1520/A0820\\_A0820M-16](https://doi.org/10.1520/A0820_A0820M-16)
- ASTM International. (2020). *ASTM C143 / C143M-20, Standard Test Method for Slump of Hydraulic-Cement Concrete*. West Conshohocken, PA. [https://doi.org/10.1520/C0143\\_C0143M-20](https://doi.org/10.1520/C0143_C0143M-20)
- ASTM International. (2019). *ASTM C192 / C192M-19, Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory*, Annual Book of ASTM Standards, American Society of Testing Materials. [https://doi.org/10.1520/C0192\\_C0192M-19](https://doi.org/10.1520/C0192_C0192M-19)
- ASTM International. (2021). *ASTM C39 / C39M-21, Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens*. West Conshohocken, PA. [https://doi.org/10.1520/C0039\\_C0039M-21](https://doi.org/10.1520/C0039_C0039M-21)
- ASTM International. (2017). *ASTM C496 / C496M-17, Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens*. West Conshohocken, PA. [https://doi.org/10.1520/C0496\\_C0496M-17](https://doi.org/10.1520/C0496_C0496M-17)
- ASTM International. (2017a). *ASTM C231 / C231M-17a, Standard Test Method for Air Content of Freshly Mixed Concrete by the Pressure Method*. West Conshohocken, PA. [https://doi.org/10.1520/C0231\\_C0231M-17A](https://doi.org/10.1520/C0231_C0231M-17A)
- Dinh, H. H., Parra-Montesinos, G. J., Wight, J. K. (2010), *Shear behavior of steel fiber-reinforced concrete beams without stirrup reinforcement*, ACI Structural Journal, Vol. 107, No. 5, pp. 597-606.
- Dupont, D., Vandewalle, L. (2003), *Shear Capacity of Concrete Beams Containing Longitudinal Reinforcement and Steel Fibers*, ACI Structural Journal, Vol. 216, pp. 79 – 94.
- Haisam, E. Y. (2011), *Shear Stress Prediction: Steel Fiber - Reinforced Concrete Beams without Stirrups*, ACI Structural Journal, Vol. 108, No. 3, May-June, pp. 304 – 314.
- Juarez, C., Valdez, P., Durán, A., Sobolev, K. (2007), *The diagonal tension behavior of fiber reinforced concrete beams*, Cement & Concrete Composites, 29(5):402-408. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2006.12.009>
- Jun Z., Jingchao L., Liusheng C. and Fuqiang S. (2018), *Experimental Study on Shear Behavior of Steel Fiber Reinforced Concrete Beams with High-Strength Reinforcement*. Materials, 11 (9), 1682, pp. 1-19. <https://doi.org/10.3390/ma11091682>
- Khuntia, M., Stojadinovic, B. (2001), *Shear Strength of Reinforced Concrete Beams without Transverse Reinforcement*, ACI Structural Journal, Vol. 98, No. 5, September-October, pp. 648 – 656.
- Marí Bernat, A., Spinella, N., Recupero, A. (2020), *Mechanical model for the shear strength of steel fiber reinforced concrete (SFRC) beams without stirrups*. Materials and Structures. 53(28). <https://doi.org/10.1617/s11527-020-01461-4>
- Narayanan, R., Darwish, I. Y. S. (1987), *Use of Steel Fibers as Shear Reinforcement*, ACI Structural Journal, 84 (3), May – June, pp. 216 – 226.
- Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la construcción y Edificación, S.C. (ONNCCE) (2017). *NMX-C-414-ONNCCE: Industria de la Construcción – Cementos Hidráulicos - Especificaciones y Métodos de Prueba*. Norma Mexicana.
- Park, P., Paulay, T. (1990), “*Estructuras de Concreto Reforzado*”, Editoriales Limusa y Noriega, Nueva Edición, pp. 288 – 294. [https://www.usuarios.cl/usuario/7ed3df485e955c4de1ffa12120d4bb52/mi\\_blog/r/estructuras\\_de\\_concreto\\_reforzado\\_-\\_r.\\_park\\_t.\\_paulay.pdf](https://www.usuarios.cl/usuario/7ed3df485e955c4de1ffa12120d4bb52/mi_blog/r/estructuras_de_concreto_reforzado_-_r._park_t._paulay.pdf)
- Sarhat, S. R., Abdul-Ahad, R. B. (2006), *The Combined Use of Steel Fibers and Stirrups as Shear Reinforcement in Reinforced Concrete Beams*, SP, American Concrete Institute, vol. 235, pp. 269 – 282.

- Shin, S. W., Oh, J. G., Ghosh, S. K. (1994), *Shear Behavior of Laboratory-Sized High Strength Concrete Beams Reinforced with Bars and Steel Fibers*, American Concrete Institute, Volume 142. pp. 181-200.
- Swamy, R. N., Bahía, H. M. (1985), *The Effectiveness of Steel Fibers as Shear Reinforcement*, Concrete International, Design and Construction, Vol. 7, No. 3, March, pp. 35 – 40.
- Swamy, R. N., Mangat, P. S., Rao, C. V. S. K. (1974), *The Mechanics of Fiber Reinforcement of Cement Matrices*, Symposium Paper, American Concrete Institute, 44, pp. 1 – 28.
- Swamy, R. N., Narayan, J., Roy, Chiam, T. P. (1993), *Influence of Steel Fibers on the Shear Resistance of Lightweight Concrete I – Beams*, ACI Structural Journal, Vol.90, No. 1, January – February, pp. 103 – 114. <https://doi.org/10.14359/4201>

## Evaluación del efecto de la arcilla de desecho de un proceso de producción de polioles como sustituto parcial del cemento en concreto armado

O. Troconis de Rincón<sup>1\*</sup>, V. Millano<sup>1</sup>, W. Suarez<sup>1</sup>,  
L. Navarro<sup>1</sup>, A. De Turrís<sup>1</sup>, R. Amesty<sup>1</sup>

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

DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v11i3.552>

Recepción: 11/07/2021 | Aceptación: 21/08/2021 | Publicación: 01/10/2021

### RESUMEN

En este trabajo se evaluó el efecto de la arcilla de desecho de un proceso de producción de polioles, como sustituto parcial del cemento en concreto armado, en concentraciones del 0%, 5% y 10%. Se determinaron las características físico-mecánicas del concreto y electroquímicas del acero durante un periodo de 356 días (ISO 11474), en probetas de 15x10x5 cm, con dos barras de acero embebidas en el concreto. Los resultados indican que la resistencia a la compresión disminuyó proporcionalmente según el contenido de arcilla; incrementándose para los 90 días de curado. Sin embargo, la sorción capilar del concreto disminuyó, lo cual permitió que el acero en ambiente marino mantuviera su estado pasivo por más tiempo que sus blancos, para las relaciones a/c evaluadas (0,45 y 0,60).

**Palabras clave:** corrosión en concreto armado; sustitución del cemento; arcilla poliólica; durabilidad.

**Citar como:** Troconis de Rincón, O., Millano, V., Suarez, W., Navarro, L., De Turrís, A., Amesty, R. (2021), "Evaluación del efecto de la arcilla de desecho de un proceso de producción de polioles como sustituto parcial del cemento en concreto armado", Revista ALCONPAT, 11 (3), pp. 50 – 63, DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v11i3.552>

<sup>1</sup>Centro de Estudios de Corrosión, Facultad de Ingeniería, Universidad del Zulia, Maracaibo, Venezuela.

#### Contribución de cada autor

En este trabajo el autor Oladis Troconis de Rincon contribuyó con la generación del proyecto, dirección de la parte experimental y análisis de resultados. Escribió el trabajo final, 30%. Valentina Millano contribuyó con la generación del proyecto, dirección de los estudiantes en la parte experimental y análisis de resultados, 30%. Wilfredo Suarez contribuyó en la realización de la parte experimental, correspondiente a los objetivos de su tesis de posgrado, Maestro en corrosión, y generó la primera versión del trabajo con aportes de ideas en el desarrollo de este, 20%. Luis Navarro contribuyó en la realización de la parte experimental, correspondiente a los objetivos de su tesis de pregrado, licenciatura en Ingeniería Química, y generó la primera versión del trabajo, 10%. Antonio De Turrís contribuyó en la propuesta inicial del proyecto ante los organismos privados y la universidad del Zulia a través del Centro de Estudios de Corrosión, 5%. Roque Amesty contribuyó en la propuesta inicial del proyecto ante los organismos privados y la universidad del Zulia a través del Centro de Estudios de Corrosión, 5%.

#### Licencia Creative Commons

Los derechos de autor (2021) 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 primer número del año 2022.

## Evaluation of the effect of waste clay from a polyol production process as a partial substitute for cement in reinforced concrete

### ABSTRACT

In this work, the effect of waste clay from a polyol production process was evaluated, as a partial substitute for cement in reinforced concrete, in concentrations of 0%, 5% and 10%. The physico-mechanical characteristics of the concrete and the electrochemical properties of the steel were determined during a period of 356 days (ISO 11474), in 15x10x5 cm specimens, with two steel bars embedded in the concrete. The results indicate that the compressive strength decreased proportionally according to the clay content; increasing for 90 days of curing. However, the capillary sorption of the concrete decreased, which allowed the steel in the marine environment to maintain its passive state for longer than its blank specimen, for the w/c ratios evaluated (0.45 and 0.60).

**Keywords:** corrosion in reinforced concrete; cement replacement; polyol clay; durability.

## Avaliação do efeito da argila residual de um processo de produção de polioliol como substituto parcial do cimento em concreto armado

### RESUMO

Neste trabalho foi avaliado o efeito da argila residual de um processo de produção de polioliol, como substituto parcial do cimento em concreto armado, nas concentrações de 0%, 5% e 10%. As características físico-mecânicas do concreto e as características eletroquímicas do aço foram determinadas durante um período de 356 dias (ISO 11474), em corpos de prova de 15x10x5 cm, com duas barras de aço embutidas no concreto. Os resultados indicam que a resistência à compressão diminuiu proporcionalmente com o teor de argila; aumentando para os 90 dias de cura. No entanto, a sorção capilar do concreto diminuiu, o que permitiu ao aço em ambiente marinho manter seu estado passivo por mais tempo do que suas metas, para as relações a/c avaliadas (0,45 e 0,60).

**Palavras-chave:** corrosão em concreto armado; substituição do cimento; argila polioliol; durabilidade.

### Información Legal

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

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 es el material hecho por el hombre más consumido en el mundo (Ghosal, 2015), siendo una mezcla de básicamente cuatro componentes; agregado grueso (grava), agregado fino (arena), agua y cemento. Este último representa el mayor costo económico y medioambiental debido a que su producción, es una de las mayores fuentes de gases de efecto invernadero, aportando de 7 a 8% de esos gases (Devi et.al., 2016). El uso extendido del cemento es debido a su versatilidad, durabilidad, y bajo mantenimiento al compararse con otros materiales de construcción comúnmente usados como el acero, madera, ladrillos, etc.

En las últimas décadas se ha tratado de enfocar los esfuerzos en hallar materiales que sustituyan de manera parcial al cemento en la elaboración del concreto, para así disminuir el impacto económico y medioambiental antes mencionado. Tales esfuerzos han llevado a la evaluación de distintos materiales entre los cuales se encuentran: polvo de alto horno, mármol y granito (Devi et.al., 2016), ceniza de concha arroz (Ghosal, 2015), polvo de baldosa (Manogna y Srilakshmi, 2015), cascaras de huevo (Gowsika et.al.,2014), escoria de níquel (Montiel, 2012), concha de camarón (Mendoza et.al.,2013), entre muchas otras. Todos estos materiales tienen en común ser algún tipo de desecho de un proceso distinto a la producción del cemento, por lo que su adición, como sustituto parcial del cemento en una mezcla de concreto, representa la eliminación de un pasivo ambiental. Un elemento en común en estos materiales son los silicatos, tales como silicato de calcio y magnesio, los cuales aumentan la posibilidad de actividad puzolánica en estos desechos. Este tipo de materiales silíceos o silico-aluminosos son denominados puzolanas naturales, que, aunque por sí solas poseen poco o ningún valor cementante, reaccionan químicamente con uno de los productos de reacción del cemento en contacto con agua, la portlandita o hidróxido de calcio ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ), la cual a temperaturas ordinarias forma compuestos con propiedades cementantes (ASTM C 618-89).

Ahora bien, en la industria Petroquímica, son muchos los procesos que producen sustancias que generan bienestar a la sociedad, sin embargo, también generan grandes cantidades de sustancias indeseables que constituyen un pasivo ambiental, las cuales deben disponerse de acuerdo con el marco legal vigente (Decreto 883. Normativa ambiental venezolana) para ser desechados en suelos, aire y cuerpos de aguas. La producción de poliuretanos es una de ellas, lo cual deja la acumulación de un desecho de la reacción de polimerización de los monómeros óxidos de etileno y propileno. El desecho, conocido como arcilla de desecho, es una mezcla de magnesol (silicato de magnesio hidratado sintético), material filtrante y poliol impregnado, anteriormente usado como materia prima secundaria en el proceso para desactivar el catalizador (KOH), de la reacción de polimerización por medio de adsorción catalítica. Reusar este pasivo puede ayudar a conservar los recursos naturales, por disposición de desechos y reducción de la demanda de las materias primas convencionales para otros procesos de producción.

Se esperaría que el alto contenido de silicatos de magnesio característico en el Magnesol, proporcionaría una notable resistencia a la compresión, como sustitución parcial del cemento en concretos. De la misma forma la reserva alcalina se vería favorecida por la presencia del KOH, usado como catalizador, condición que beneficiaría la pasivación de las barras de refuerzo (Oxiteno Andina, 2000).

Así el objetivo de este trabajo fue evaluar el efecto de la arcilla de desecho como sustituto parcial del cemento, en la elaboración de concreto armado. Esto con la finalidad de disminuir el consumo de cemento, manteniendo al menos la durabilidad del concreto sin la adición; obteniendo además un beneficio económico y ecológico, lo cual no ha sido investigado hasta los momentos.

## 2. PROCEDIMIENTO

### 2.1 Caracterización mineralógica de la arcilla poliólica

Este ensayo se realizó para determinar los componentes químicos que constituyen la arcilla desechada de la producción de polioles. Al efecto, se utilizó la técnica de análisis de espectrometría de rayos X y la fluorescencia de rayos X (XRF). Ahora bien, debido a la naturaleza apelmazada (con residuos de polioliol) de la muestra de arcilla fue necesario un tratamiento previo a la aplicación de estos métodos de ensayo, que consistió en una separación física de la arcilla de desecho del remanente de polioles en su seno. El proceso de separación consistió en separar el material filtrante constituido por la mezcla en polvo de Magnesol y filter aid o tierras raras, por medio de la disolución total del desecho impregnado en polioles en un solvente orgánico como la acetona. Posteriormente se efectuó el despojamiento con nitrógeno mediante un filtro de hojas verticales, el cual retiene la mezcla Magnesol-filter aid y el residuo del catalizador KOH en polvo seco; permitiendo la salida del polioliol disuelto en acetona, por filtración. La base seca de la arcilla de desecho (Magnesol, filter aid y KOH) en adelante polvo de arcilla, fue la sometida a estos ensayos.

### 2.2 Caracterización fisicoquímica de la arcilla poliólica

- *Análisis de pH:* la solución preparada con la muestra fue filtrada y al residuo acuoso se le midió el pH, mediante el uso de un pHmetro siguiendo la norma ASTM E70-07.
- *Análisis del contenido de iones cloruro:* Se procedió a realizar el análisis de la concentración de iones cloruro presente en la muestra mediante la técnica potenciométrica descrita en la norma ASTM D512.
- *Índice de puzolanidad:* el índice de puzolanidad de la arcilla de desecho se determinó según los procedimientos descritos en la norma ASTM C311.

### 2.3 Diseño de mezcla

El diseño de mezcla que se empleó en la fabricación de las probetas usadas en los ensayos contempló dos relaciones a/c de 0,45 y 0,60. Estas mezclas fueron diseñadas de acuerdo con la norma ACI 211.1.1991.

### 2.4 Elaboración de las probetas

La Tabla 1 muestra la cantidad de probetas y dimensiones, de acuerdo con el tipo de ensayo a efectuar:

Tabla 1. Distribución de las probetas para los diferentes ensayos a realizar.

Probetas	Ensayos por realizar
18 cilindros 10x20cm	• Absorción capilar
	• Difusión natural D3
	• Exposición natural ambiente Urbano
36 cilindros 15x30 cm	• Resistencia a la compresión
	• Resistividad eléctrica
18 probetas prismáticas	• Potencial de corrosión
	• Velocidad de corrosión

### 2.5 Resistencia a la compresión

Luego de un período de curado de 28 y 90 días, bajo condiciones de alta humedad relativa (probetas envueltas en periódico y saturadas con agua) y temperatura ambiente ( $\leq 25^{\circ}\text{C}$ ), se realizó el ensayo

según la norma ASTM C39/C39M-2012.

### 2.6 Determinación de la absorción capilar.

Para la realización de este ensayo se utilizaron las lonjas de 5 cm de espesor y 10 cm de diámetro. Dicho ensayo se basó en el procedimiento descrito en el manual de DURAR (Troconis de Rincón, et.al.,2011), basado en la metodología propuesta por Fagerlund (1982) que describe la cinética de la absorción capilar por medio de tres coeficientes:  $m$  (resistencia a la penetración del agua),  $k$  (Coeficiente de absorción capilar) y  $\varepsilon_e$  (porosidad efectiva).

### 2.7 Determinación del frente de carbonatación

Las probetas fueron expuestas a un ambiente urbano por 82 días (28°C y 400 ppm CO<sub>2</sub>). Una vez seleccionada la probeta, se realizó un corte transversal a cada una de ellas y estando su superficie libre de polvo, se aplicó por atomización la fenolftaleína (indicador ácido base) en forma uniforme, según lo indica el manual de DURAR (Troconis de Rincón, et.al., 2011); midiendo así el espesor carbonatado con el uso de un vernier.

### 2.8 Evaluación electroquímica a probetas expuestas a un medio marino acelerado según la norma ISO 11474 modificada.

El potencial de corrosión se determinó dos veces por semana sobre el refuerzo de las probetas prismáticas, mediante el uso de un electrodo de referencia de Cu/CuSO<sub>4</sub> saturado y un multímetro. Cada probeta prismática posee dos barras de acero al carbono embebidas en el concreto, identificadas como A y B, ubicadas a 1,5 cm de la cara expuesta.

En cuanto a las mediciones de la velocidad de corrosión en el tiempo se realizaron mediante el uso del equipo Gecorr10, mediante la técnica de resistencia a la polarización. La frecuencia de las mediciones de la velocidad de corrosión fue de 1 a 2 veces por mes.

## 3. RESULTADOS

### 3.1 Caracterización mineralógica y química

Los resultados del ensayo de fluorescencia de rayos X (XRF) mostrados en la Tabla 2 revelan la composición mineralógica del polvo de la arcilla de desecho; encontrándose que el mayor constituyente es el óxido de silicio (SiO<sub>2</sub>) con un 64,86 %, seguido del óxido de potasio (K<sub>2</sub>O) con 24,82% y por último el óxido de magnesio (MgO) con 5,7 %, todo expresado en base a masa.

Tabla 2. Composición mineralógica (óxidos) de la arcilla poliólica mediante XRF.

REFERENCIA	SiO <sub>2</sub>	K <sub>2</sub> O	MgO	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	SO <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	TOTAL
MUESTRA	64,86	24,82	5,7	3,02	0,82	0,79	100,01

En estos resultados se observa la ausencia del calcio u oxido del mismo dentro de la composición de la arcilla. Este no solo es fundamental para la formación de los silicatos de calcio, cuya reacción con el agua produce silicatos de calcio hidratados responsables de la resistencia a la compresión del concreto, sino también de la alcalinidad que alcance el mismo; lo cual influye en su durabilidad. La alta concentración de SiO<sub>2</sub> promovería la formación de estos silicatos de haber una fuente de Calcio. Esta fuente puede venir del mismo cemento, debido a que uno de los productos de la reacción de hidratación de los silicatos de calcio es el hidróxido el calcio. No obstante, como ya se mencionó antes el desecho usado en la fabricación del concreto es una arcilla impregnada en polioliol, de aspecto pastoso. Los equipos y técnicas utilizados para su análisis solo aceptan muestras en polvo, razón por la cual el desecho se separó del polioliol por medio de un lavado con solvente

orgánico (Acetona). Como resultado de este proceso de separación 51,9% de la muestra está constituida por el poliol, el cual posee una apariencia viscosa, comparable al aceite y el 48,1% en peso restante lo conforma el material filtrante (Magnesol, Filter aid y KOH), este es un polvo blanco y muy fino, que se identificará como “polvo de arcilla”. Debido a que el poliol representa más del 50% del desecho utilizado en la fabricación del concreto, el impacto de este polvo sobre las propiedades durables del concreto no puede ser pronosticado en base a la composición mineralógica/análisis químicos presentados.

En la Tabla 3 se compara la composición mineralógica de la arcilla de desecho con la encontrada en el cemento portland tipo II, usado en esta investigación, mediante espectrometría de rayos X. El polvo de la arcilla está compuesto básicamente por silicato de magnesio (magnesol), con un 72,88% de SiO<sub>2</sub> que podrían ser capaces de reaccionar con la cal libre (CaO) formando compuestos hidráulicos que contribuyen con el desarrollo de la resistencia mecánica del concreto, es decir que este rango de concentración podría ocasionar un impacto positivo al producir actividad puzolánica a largo plazo (Calleja, 1983). Adicionalmente se observa que el contenido de álcalis y de MgO del polvo es alto, lo cual pudiese influir negativamente en las propiedades mecánicas del concreto.

Tabla 3. Componentes químicos presentes en el cemento y la arcilla de desecho usados en la elaboración del concreto.

Referencia	Desecho previamente separado del poliol (polvo)	Cemento portland II
P.F	2,18	3,46
SiO <sub>2</sub>	72,88	20,16
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	1,05	4,23
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0,03	3,05
CaO	1,12	64,38
MgO	9,63	0,87
SO <sub>3</sub>	0,90	1,87
K <sub>2</sub> O	9,04	0,47
TiO <sub>2</sub>	0,12	0,26
Mn <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0,01	0,37
Na <sub>2</sub> O	2,14	0,00
Total	99,10	99,12

P.F. Perdida de fuego

Al analizar la cantidad de iones cloruro en la arcilla de desecho se encontró que esta era baja (338,85 ppm), lo cual no afecta la durabilidad de la armadura.

### 3.2 Actividad puzolánica

Siguiendo los lineamientos de la norma ASTM C-311 se estudió el grado de puzolanidad de la arcilla de desecho en la fabricación de morteros. Para ello se compararon los valores de resistencia a la compresión de un mortero adicionado (20 % arcilla de desecho) contra un blanco sin adición. Los resultados expuestos en la Tabla 4 muestran que la arcilla exhibe un grado de puzolanidad de 58,34% en función de su resistencia a la compresión. Los resultados expuestos en la Tabla 5 muestran la limitada naturaleza puzolanica de la arcilla de desecho; ya que no supera el 75% establecido por la norma ASTM C311. Por ser la acción puzolánica un fenómeno de interacción en el que influye mucho la superficie (total y específica) del material activo, éste debe estar molido a gran finura o poseerla por sí mismo, en todo caso, debe ser mucho más fino que el clinker. En este

caso el material usado en la investigación, a pesar de poseer la arcilla seca (sin el poliol), alto contenido de SiO<sub>2</sub> no posee la textura especificada para desarrollar la acción puzolánica, debido a que el poliol constituye el 51,9% del material, convirtiéndolo en una masa de apariencia viscosa, impidiendo la interacción de la superficie activa del material con las fases y productos de hidratación del cemento.

Tabla 4. Actividad puzolánica de la arcilla de desecho de la producción de polioles.

Ensayos de actividad Puzolánica (ASTM C-311)	
Índice de actividad puzolánica, %	58,34
Esfuerzo, kg/cm <sup>2</sup>	
Blanco	314,64
Mortero adicionado	183,57
Aireamiento, %	13,95
Fluidez, %	81,84
Requerimiento de agua, %	82,64

### 3.3 Diseño de mezcla

Para la elaboración del diseño de mezcla se siguió el procedimiento descrito por la Norma ACI C211.1.1991 para relaciones agua/cemento (R a/c) de 0,45 y 0,60. Basado en esta se diseñó para resistencias a la compresión de 380 kgf/cm<sup>2</sup> y 260 kgf/cm<sup>2</sup> para R a/c de 0,45 y 0,60, respectivamente y un asentamiento de 10 ± 2 cm. La Tabla 5 muestra los resultados del diseño de mezcla para 1 m<sup>3</sup> de concreto, para las relaciones a/c mencionadas.

Tabla 5. Diseño de mezcla para 1 m<sup>3</sup> de concreto para R a/c de 0,45 y 0,60 y revenimiento de 10±2 cm.

R a/c	0,45			0,60			Unidad
% de sustitución	Blanco	5%	10%	Blanco	5%	10%	-
Agua de mezcla	202,51	202,51	202,51	197,71	197,71	197,71	kg/m <sup>3</sup>
Cantidad de cemento	450,02	427,52	405,02	323,23	307,07	290,91	kg/m <sup>3</sup>
Cantidad de arcilla de desecho	0	22,501	45,002	0	16,16	32,32	kg/m <sup>3</sup>
Cantidad de agregado grueso	886,49	886,49	886,49	919,72	919,72	919,72	kg/m <sup>3</sup>
Cantidad de agregado fino	793,46	793,46	793,46	888,61	888,61	888,61	kg/m <sup>3</sup>

### 3.4 Evaluación de la mezcla fresca

La Figura 1 muestra que para las mezclas con adición de arcilla se observa un incremento de la trabajabilidad proporcional al aumento de la arcilla como sustitución parcial del cemento (13-14%, 21% y 23-24% para 0%, 5% and 10%, respectivamente). No obstante, en ninguno de los casos evaluados (con/sin arcilla), se observaron diferencias significativas entre las mezclas con relaciones a/c de 0,60 y 0,45; lo cual puede deberse a la excelente calidad de los agregados utilizados.

Para las mezclas 0,45 y 0,60 con 5% de sustitución se registró un revenimiento de 21 cm para ambas mezclas frescas, con un aumento aproximado de 8 cm con respecto a los valores registrados para las mezclas de referencias (blancos). Para las mezclas 0,45 y 0,60 con 10% de sustitución se registraron 23 y 24 cm de asentamiento, respectivamente, con un aumento de 10 cm en comparación con sus mezclas de referencia. Estos resultados evidencian un efecto sobre la

trabajabilidad de la mezcla fresca por la adición de la arcilla como sustituto parcial del cemento siendo más notorio el efecto respecto al blanco para las menores dosificaciones de la arcilla, ya que la diferencia de la trabajabilidad de la mezcla entre 5 y 10% de sustitución es mínima (aproximadamente 2 cm de asentamiento).

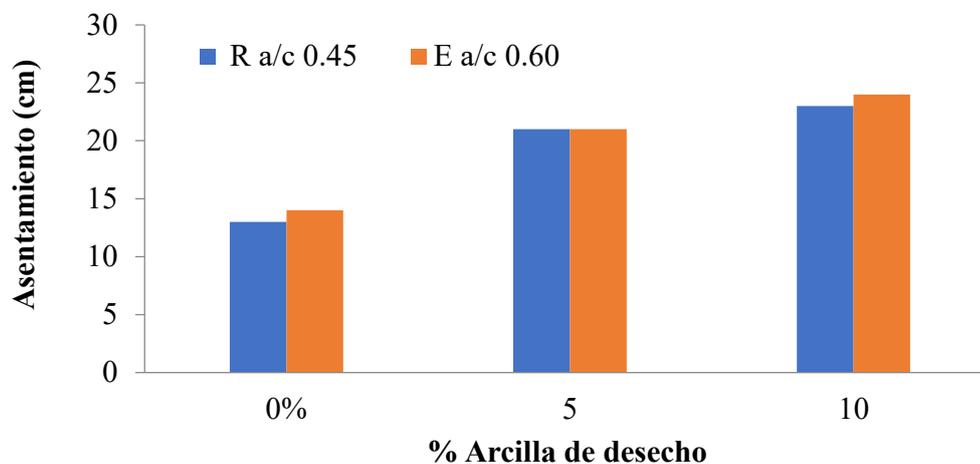


Figura 1. Resultados de la prueba de asentamiento en mezcla fresca.

Estos resultados evidencian la propiedad plastificante sobre la mezcla fresca, aparentemente aportada por el poliol, quien por ser un polímero ramificado con peso molecular aproximado de 3500 gr/mol y que constituye el 51,9% en peso de la arcilla de desecho, suaviza y aporta mayor trabajabilidad sin necesidad de adicionar agua. Esto trae un beneficio sobre todo en las mezclas con baja relación a/c, que por naturaleza tienen poca fluidez y son difíciles de trabajar, aportándole mayor trabajabilidad sin necesidad de modificar la relación a/c y manteniendo las propiedades durables del concreto.

### 3.5 Resistencia a la compresión

Para a/c = 0,45 (Figura 2), se observa una disminución en la resistencia a la compresión proporcional al aumento en la concentración de arcilla. Para 28 días de curado solo el blanco logró alcanzar la resistencia de diseño. Por otra parte, para los 90 días de curado se observó un leve incremento en esta propiedad típico de concretos maduros; aun cuando los concretos con arcilla incrementaron un poco más su resistencia a la compresión (16 % en comparación con 11 % el patrón). Sin embargo, ninguna de las mezclas sustituidas logró alcanzar la resistencia de diseño. El mismo comportamiento se obtuvo para a/c = 0,60 (Figura 3), donde solo el blanco logró alcanzar la resistencia a la compresión de diseño. Se ha determinado (Smaoui, et.al., 2005) que el incremento en el contenido de álcalis en la mezcla puede decrecer la resistencia a la compresión del concreto. No obstante, aun cuando el contenido de K<sub>2</sub>O es muy alto en la ceniza (Tabla 3), el Na<sub>2</sub>O equivalente es < de 0,6 para ambas mezclas; lo cual no afectaría la resistencia a la compresión del concreto preparado.

Por otra parte, el polvo de la arcilla de desecho posee un 9,63% de MgO (Tabla 3), lo cual pudiese ocasionar la expansión del concreto al reaccionar retrasadamente con el agua (ACI 211.1, 1991); reacción que incluso puede involucrar meses con respecto al fraguado y endurecimiento de la mezcla. Dicha reacción es exotérmica, semejante a la hidrólisis de CaO, por lo cual genera calor y un importante aumento del volumen produciendo de esta manera la expansión del concreto y fractura a largo plazo. No obstante, dada la baja concentración de la ceniza utilizada en la mezcla, el contenido del MgO es del orden del 0,14 % lo cual tampoco afectaría esta propiedad. De tal manera que sería el poliol el responsable de la disminución de la resistencia a la compresión del

concreto.

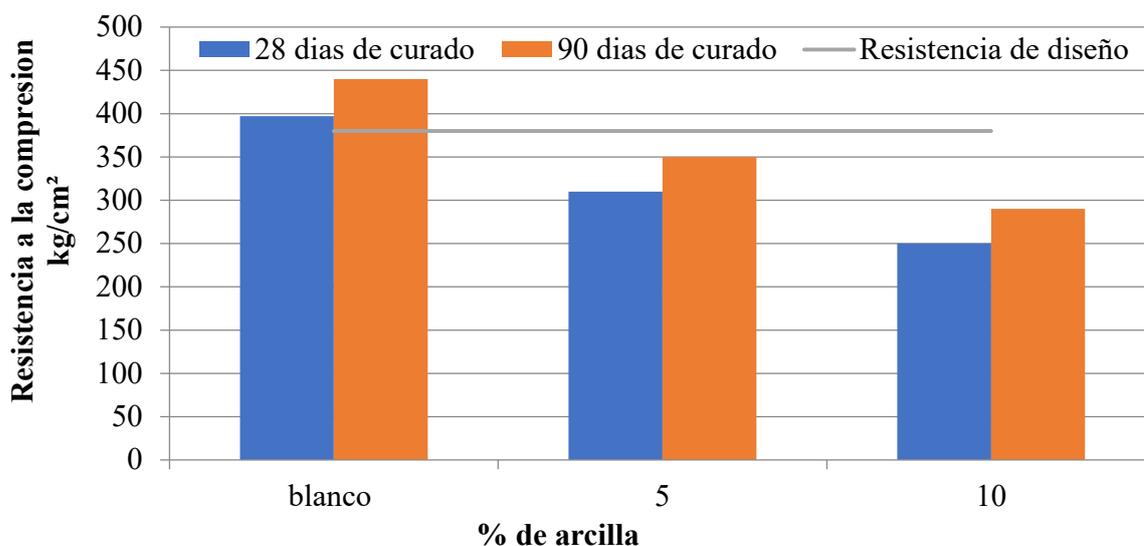


Figura 2. Resistencia a la compresión para R a/c 0,45

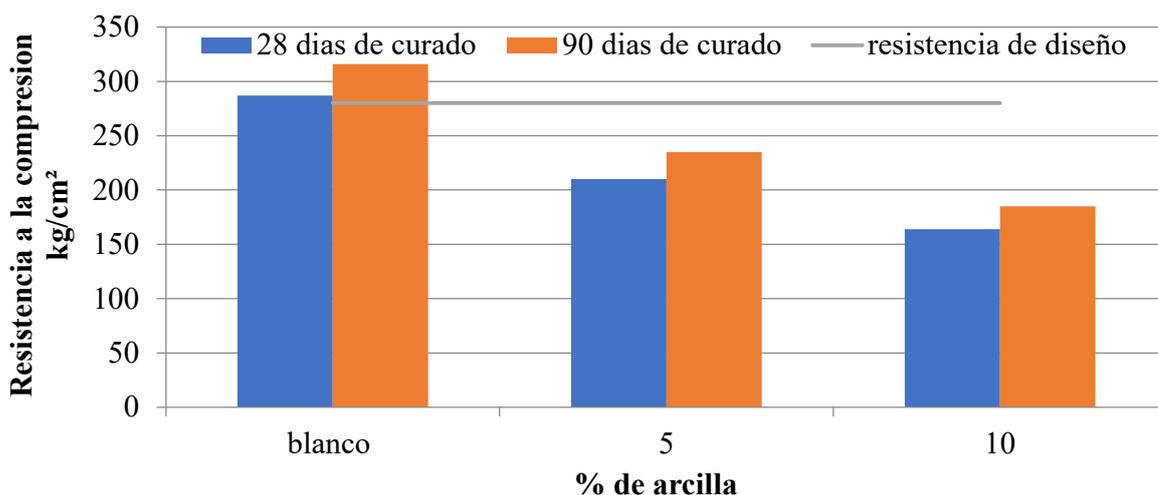


Figura 3. Resistencia a la compresión para R a/c 0,60

### 3.6 Absorción capilar

La Tabla 6 muestra los resultados obtenidos, donde con la adición de la arcilla la ganancia de agua en el concreto ( $k$ ) disminuyó; observándose un incremento en la resistencia a la penetración del agua  $m$  ( $s/m^2$ ). Este comportamiento se evidenció para ambas R a/c (0,45 y 0,60).

En la Figura 4 se observa que los blancos en ambas R a/c son muy similares, sin embargo, las pendientes cambian drásticamente para R a/c de 0,45 al sustituir arcilla; notándose una marcada diferencia entre las mezclas, con sustitución parcial de la arcilla de desecho, con R a/c 0,45 y 0,60 en lo que respecta a la ganancia de agua  $k$ ; donde este valor está representado por la pendiente de la región lineal de la curva. Con estos resultados es evidente que el uso de arcilla ofrece mayor resistencia a la penetración del agua. Esta propiedad infiere una mayor resistencia a la penetración de iones agresivos como el ion cloruro (Cl<sup>-</sup>). No obstante, la porosidad efectiva ( $\xi$ ), se incrementó ligeramente con el contenido de arcilla, independiente de la relación a/c; por lo cual pareciera que el poliol ejerce un efecto hidrofugante a la mezcla.

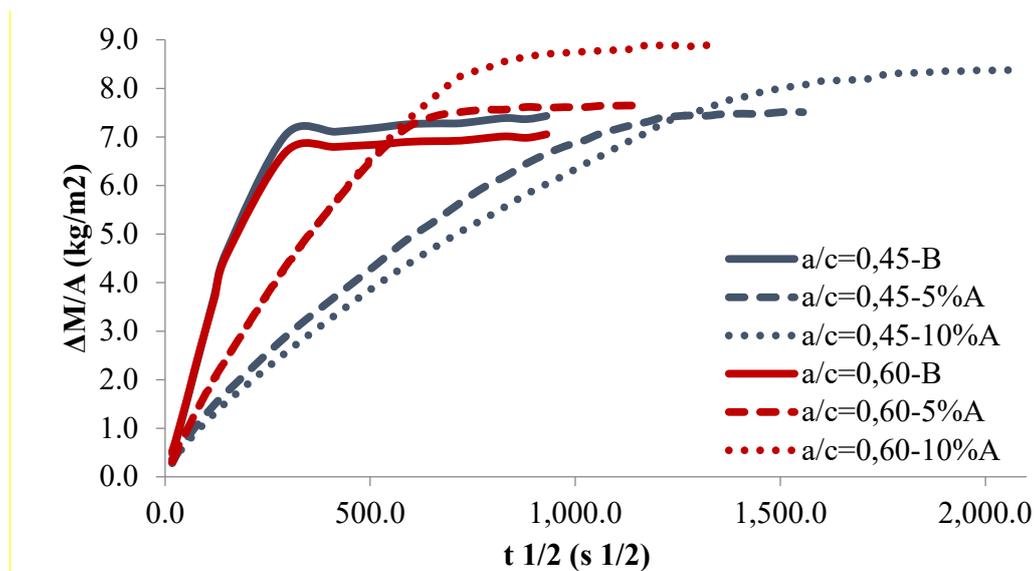


Figura 4. Perfil de absorción capilar.

Tabla 6. Propiedades cinéticas principales para la absorción capilar

R a/c	0,45			0,60		
	Blanco	5%	10%	Blanco	5%	10%
<i>k</i> (kg/m <sup>2</sup> s <sup>1/2</sup> )	0,0319	0,0117	0,0104	0,0309	0,0169	0,0159
<i>t</i> <sup>1/2</sup> , s <sup>1/2</sup>	225	613	767	220	440	541
<i>t</i> , s	50515	375986	588773	48323	194054	293858
<i>m</i> , s/m <sup>2</sup>	2,02E+07	1,50E+08	2,36E+08	1,93E+07	7,76E+07	1,18E+08
<i>S</i> , m/s <sup>1/2</sup>	2,23E-04	8,16E-05	6,52E-05	2,28E-04	1,14E-04	9,26E-05
<i>ξ</i> , %	14,3	14,3	15,9	13,6	14,9	17,3

### 3.7 Resultados de la prueba de carbonatación natural

La Figura 5 muestra el efecto de la arcilla sobre la velocidad de carbonatación. Se puede observar que el aumento de la concentración de arcilla viene acompañado con un aumento del frente de carbonatación para las dos R a/c; lo cual coincide con los resultados de porosidad efectiva.

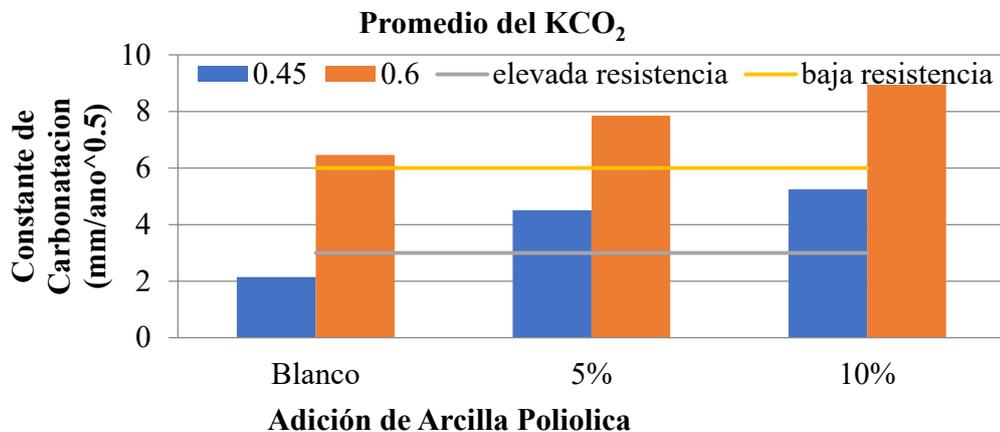


Figura 5. Velocidad de carbonatación natural.

Los resultados en la cámara de carbonatación fueron similares a los obtenidos en condiciones naturales.

### 3.8 Potenciales y velocidades de corrosión en el tiempo para las probetas expuestas a un medio marino acelerado (ISO 11474).

La Figura 6 muestra los potenciales y las velocidades de corrosión promedio en función del tiempo, luego de 350 días de exposición a este ensayo acelerado. Obsérvese el efecto benéfico de la arcilla sobre la velocidad de corrosión, donde las barras en los blancos para ambas R a/c se mostraron activas para el tiempo donde las probetas con sustitución parcial de cemento por arcilla se muestran pasivas. Inclusive, se activaron las barras en las probetas con R a/c 0,45 y todavía no se habían activado las localizadas en las probetas con R a/c 0,60 y arcilla de desecho. Este efecto se esperaba, dada la mayor resistencia a la penetración de agua en las probetas con arcilla.

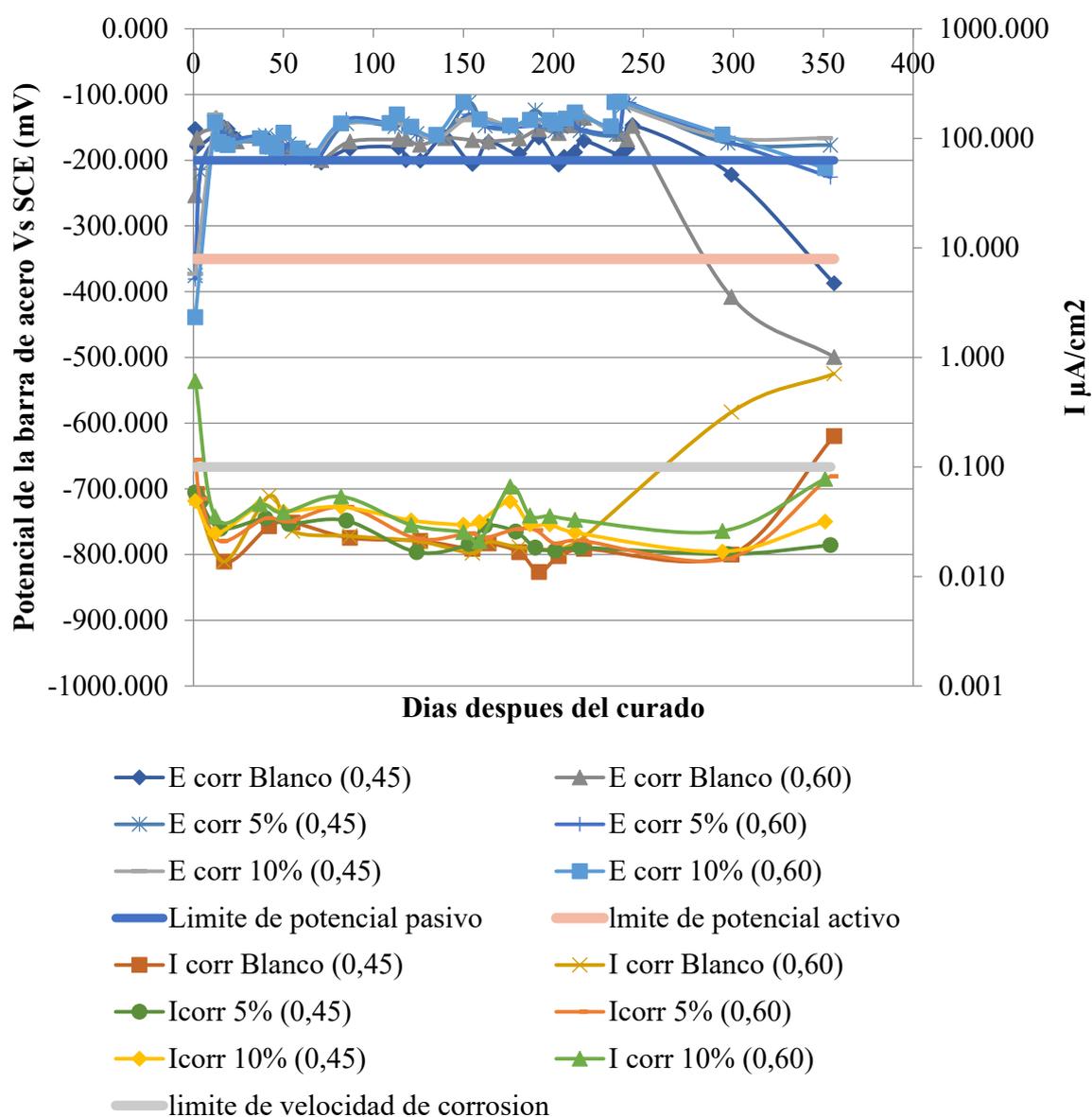


Figura 6. Variación de las velocidades y potenciales de corrosión en función del tiempo, del acero en las probetas expuestas al ensayo acelerado ISO 11474.

### 3.9 Efecto de la arcilla poliólica en la Durabilidad del concreto armado.

La Tabla 7 recoge todos los resultados de las diferentes propiedades de evaluación de la durabilidad del acero en el concreto para su comparación y análisis; donde las casillas verdes indican que se alcanzó el valor límite recomendado por el manual DURAR para cada propiedad. Por otro lado, las casillas rojas indican que la propiedad ha sobre pasado de manera negativa el límite establecido como aceptable y por último se introdujo un tercer código de color amarillo que indica un estado intermedio o regular de la propiedad citada con respecto al límite establecido.

A simple vista se observa que solo el blanco con R a/c 0,45 posee en su mayoría sus propiedades dentro de los límites aceptables, con excepción de la sorción capilar que esta 2,8 veces más alta de lo recomendado, lo que lo hace susceptible a la penetración de iones agresivos como el Cloruro. Sin embargo, para los fines de esta investigación este concreto es considerado de durabilidad aceptable.

Para el caso del concreto con 5% arcilla, se encontró que tiene una adecuada porosidad y su sorción capilar mejora en comparación con la del blanco, lo que lo hace menos susceptible a la penetración de los iones cloruro; donde las velocidades de corrosión, que indican la condición pasiva del acero, en estas probetas avalan tal suposición. Se determinó que la resistencia a la compresión está 58 kg/cm<sup>2</sup> por debajo del diseño, sin embargo, es posible mejorar esta propiedad debido a la alta trabajabilidad extra que aporta la arcilla, con un 60% con respecto a la obtenida con el blanco. Es decir, es posible disminuir la cantidad de agua de amasado contando con la trabajabilidad aportada por la arcilla, con dicha disminución se esperaría un sustancial aumento en la resistencia a la compresión debido a la disminución de la R a/c inherente.

Para las mezclas con 10% de arcilla, los resultados electroquímicos demuestran que las barras tardaron más en activarse, comportamiento esperado en concretos con baja sorción capilar como la exhibida. No obstante, la resistencia a la compresión disminuye a valores tan bajos como 251 kg/cm<sup>2</sup>, 130 kg/cm<sup>2</sup> por debajo del diseño. Sin embargo, de nuevo se nota una elevada trabajabilidad, 78% más alta que la exhibida por el blanco. Esto, como se mencionó antes, permite una disminución en el agua de amasado, como consecuencia se podría obtener un aumento en la resistencia a la compresión.

Para R a/c de 0,60 se observó similar comportamiento, observándose el efecto positivo de la arcilla en la Sorción Capilar; disminuyendo está a medida que se incrementa el % de arcilla en la mezcla. Este efecto se manifestó al exponer las probetas a un medio marino acelerado (ISO 11474); donde estas fueron las últimas probetas donde se activó la armadura.

Tabla 7. Resumen del efecto de la arcilla poliólica en la Durabilidad de los concretos estudiados durante los 356 días de experimentación.

R a/c	Propiedad	Porosidad (%)	Sorción Capilar <sup>1/2</sup> (m/s <sup>1/2</sup> )	RC (kg/cm <sup>2</sup> )	KCO <sub>2</sub> (mm/a <sup>1/2</sup> )	% extra-Trabajabilidad
0,45	limite	10<math>\epsilon</math><math>15</math>	S<math>0.0000833</math>	RC≥380	KCO <sub>2</sub> <3	-
	Blanco	14.3	0.000223	407.6	2.151	0
	5%	14.3	0.000082	322	4.506	60
	10%	15.9	0.000065	251.1	5.249	78
0,60	limite	10<math>\epsilon</math><math>15</math>	S<math>0.0000833</math>	RC>=260	KCO <sub>2</sub> <3	-
	Blanco	13.6	0.000228	297	6.463	0
	5%	14.9	0.000114	209	7.847	50
	10%	17.3	0.000093	166	8.949	71

#### 4. CONCLUSIONES

- La arcilla de desecho demostró un alto poder fluidificante en el concreto; incrementando en una alta proporción la trabajabilidad de este.
- Los ensayos de resistencia a la compresión del concreto a los 28 días de curado revelan que el uso de la arcilla poliolica ejerce un efecto adverso sobre esta propiedad.
- La arcilla de desecho tiene un efecto positivo en las propiedades cinéticas de la absorción capilar del concreto, mejorando su resistencia a la penetración de agua en más del doble, independiente de la R a/c.
- La resistencia a la carbonatación es afectada negativamente con el uso de la arcilla, independiente de la R a/c.
- En ambiente marino, los resultados electroquímicos (potencial y velocidad de corrosión) muestran un efecto benéfico sobre las barras de acero embebidas en concretos adicionados con 5 y 10 % de la arcilla de desecho, independientemente de la R a/c y concentración de esta.
- Las barras de acero en las probetas con R a/c 0,45 sustituidas parcialmente con 5% y 10% de arcilla de desecho, se mantuvieron pasivas durante todo el periodo de evaluación.
- Las barras de acero en las probetas con R a/c 0,60 sustituidas parcialmente con 5% y 10% de arcilla de desecho, se activaron después de los blancos.
- La alta trabajabilidad producida por la sustitución de la arcilla de desecho permite la disminución del agua de amasado para ajustar la resistencia a la compresión a valores adecuados a las exigencias mecánicas exigidas por la estructura específica.
- El poliol en la arcilla de desecho es el ingrediente que afecta positivamente algunas propiedades del concreto, permitiendo una mayor fluidez del concreto y resistencia a la corrosión en ambientes marinos.

#### 5. AGRADECIMIENTOS

Nuestro más sincero agradecimiento a la empresa OXITENO ANDINA C.A, por el apoyo técnico y aportes económico para desarrollar esta investigación y a la empresa CEMENTOS CATATUMBO C.A, por el apoyo técnico brindado.

#### 6. REFERENCIAS

- American Concrete Institute, always advancing (2002), *ACI 211.1-91: Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight, and Mass Concrete (Reapproved 2009)*.
- ASTM International (2018), *C311/C311M-18 Standard test methods for sampling and testing fly ash or natural pozzolans for use in Portland-cement concrete*. Retrieved from [https://doi.org/10.1520/C0311\\_C0311M-18](https://doi.org/10.1520/C0311_C0311M-18).
- ASTM International (1989), *ASTM C 618-89. Standard specification for fly ash and raw or calcined natural pozzolan for use as a mineral admixture in Portland cement concrete*. Section 4, Volume 4.01, 1989, Pp. 296-298. Retrieved from <https://doi.org/10.1520/C0618-19>
- ASTM International (2012), *C39/C39M-12a Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens*. Retrieved from [https://doi.org/10.1520/C0039\\_C0039M-12A](https://doi.org/10.1520/C0039_C0039M-12A)
- ASTM International (1999), *D512-89(1999) Standard test methods for chloride ion in water*. Retrieved from <https://doi.org/10.1520/D0512-89R99>
- ASTM International (2007), *E70-07 Standard test method for pH of aqueous solutions with the glass electrode*. Retrieved from <https://doi.org/10.1520/E0070-07>

- Calleja, J. (1983). *Adiciones y cementos con adiciones. Materiales de construcción*. (CSIC), Vol 33, Issue 190-191. Madrid: 25-52.
- Devi, S., Gandhi, N., Jat, M., Marmat, N., Manda, B., Vaishnav, M. (2016). *Utilization of marble and granite waste as partial replacement of cement in concrete*. SSRG International Journal of Civil Engineering (SSRG-IJCE). 3 (5): 193-197. ISSN: 2348-8352.
- Fagerlund, G. (1982). "On the Capillarity of Concrete". Nordic Concrete Research, No. 1, Oslo, Ppe No. 6.
- Ghosal, S. (2015). *Use of rice husk ash as partial replacement with cement in concrete*. International Journal of Engineering Research. 4 (9): 506-509.
- Gowsika, D., Sarankokila, S., Sargunan, K. (2014). *Experimental investigation of egg shell powder as partial replacement with cement in concrete*. International Journal of Engineering Trends and Technology (IJETT). Vol. 14 (2): 65-68. <http://dx.doi.org/10.14445/22315381/IJETT-V14P214>
- ISO (1998). *ISO 11474 Corrosion of Metals and Alloys - Corrosion Tests in Artificial Atmosphere - Accelerated Outdoor Test by Intermittent Spraying of a Salt Solution (Scab Test)*.
- Manogna, P., Srilakshmi, M. (2015). *Tile powder as partial replacement of cement in concrete*. International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET). 2(4): 75-77.
- Mendoza, K., Millano, V., Troconis, O., Romero, N. (2013). *Evaluación de un biopolímero en la calidad del concreto: evaluaciones preliminares*. Gaceta Técnica UCLA. 10:37-41.
- Montiel, M. (2012). "Evaluación de la durabilidad del concreto Armado en ambientes marinos, utilizando escoria de níquel como sustituto parcial de cemento". Thesis. Universidad del Zulia. Maracaibo. Venezuela.
- Normativa ambiental Venezolana reguladora de los desechos de la actividad industrial. (1995). *Decreto 883*. Gaceta Oficial 5.021 Extraordinario 18/12/1995.
- Oxiteno Andina. (2000). *Operations manual*. Induction program for the production area, Venezuela.
- Smaoui, N., Bérubé, M. A., Fournier, B., Bissonnette, B., Durand, B. (2005). *Effects of alkali addition on the mechanical properties and durability of concrete*", Cement and Concrete Research. 35:203– 212. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2004.05.007>
- Troconis de Rincón, O. et al. (2011). *Manual de inspección evaluación y diagnóstico de corrosión en estructuras de concreto armado*. Red iberoamericana XV.B (DURAR) 5 Ed. Editorial. Vice Rectorado Académico.

## Sensor de corrosión para monitorear estructuras de hormigón armado: Ensayos en especímenes de hormigón armado

A. Calvo Valdés<sup>1</sup> , M. H. F. Medeiros\*<sup>1</sup> , G. Macioski<sup>1</sup> 

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

DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v11i3.529>

Recepción: 19/01/2021 | Aceptación: 03/08/2021 | Publicación: 01/09/2021

### RESUMEN

El objetivo del trabajo fue evaluar la efectividad de un sensor galvánico multi-electrodo en la detección de la probabilidad de corrosión en prismas de hormigón armado sometidos a ciclos húmedos y secos en una solución de NaCl. Se analizaron lecturas de potencial de corrosión ( $E_{corr}$ ), obtenidas utilizando un electrodo de cobre de sulfato de cobre ( $Cu/CuSO_4$ ), lecturas de corriente galvánica ( $I_{gal}$ ) y potencial galvánico ( $E_{par}$ ). El sensor desarrollado mostró sensibilidad para detectar el frente de cloruro y predecir la posibilidad de corrosión de la armadura. Las variables  $E_{corr}$ ,  $E_{par}$  e  $I_{gal}$  presentaron comportamientos diferentes como parámetros para monitorear la corrosión.

**Palabras clave:** corrosión; potencial; sensor galvánico; corriente galvánica.

**Citar como:** Calvo Valdés, A., Medeiros, M. H. F., Macioski, G. (2021), "Sensor de corrosión para monitorear estructuras de hormigón armado: Ensayos en especímenes de hormigón armado", Revista ALCONPAT, 11 (3), pp. 64 – 87, DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v11i3.529>

<sup>1</sup>Universidade Federal do Paraná, Rua XV de Novembro, 1299 - Centro, Curitiba - PR, 80060-000, Brasil.

#### Contribución de cada autor

En este trabajo, los autores Analiet Calvo Valdés y Marcelo H. F. Medeiros contribuyeron con la actividad de consulta bibliográfica, redacción de textos y desarrollo del programa experimental, en un total de 33,3% cada uno. El autor Gustavo Macioski con la actividad de revisión y consulta bibliográfica, completando el 33,3% restante.

#### Licencia Creative Commons

Los derechos de autor (2021) 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 primer número del año 2022.

## Corrosion sensor for monitoring reinforced concrete structures: Tests on reinforced concrete specimens

### ABSTRACT

The aim of the research was to evaluate the effectiveness of a galvanic multi-electrode sensor to detect the probability of corrosion in reinforced concrete prisms subjected to drying and wetting cycles in a NaCl solution. The corrosion potential ( $E_{corr}$ ) readings obtained using a copper sulfate copper electrode (Cu/CuSO<sub>4</sub>) were analyzed along with the galvanic current ( $I_{gal}$ ) and galvanic potential ( $E_{par}$ ) readings. The sensor developed showed sensitivity to detect the chloride front and to predict the possibility of corrosion of the reinforcement. The parameters  $E_{corr}$ ,  $E_{par}$  and  $I_{gal}$  presented distinct behaviors in terms of its use as parameters for corrosion monitoring.

**Keywords:** corrosion; potential; galvanic sensor; galvanic current.

## Sensor de corrosão para monitoramento de estruturas de concreto armado: Testes em corpos de prova de concreto armado

### RESUMO

O objetivo do trabalho foi avaliar a eficácia de um sensor galvânico de múltiplos eletrodos na detecção da probabilidade de corrosão em prismas armados de concreto submetidos a ciclos de secagem e molhagem em uma solução de NaCl. Se analisaram as leituras de potencial de corrosão ( $E_{corr}$ ) obtidas por meio de um eletrodo de referência de cobre sulfato de cobre (Cu/CuSO<sub>4</sub>) com as leituras de corrente galvânica ( $I_{gal}$ ) e potencial galvânico ( $E_{par}$ ). O sensor desenvolvido apresentou sensibilidade para detectar a frente de cloretos e prever a possibilidade de corrosão das armaduras. As grandezas  $E_{corr}$ ,  $E_{par}$  e  $I_{gal}$  apresentaram comportamentos distintos como parâmetro de monitoramento da corrosão.

**Palavras-chave:** corrosão; potencial; sensor galvânico; corrente galvânica.

### Información Legal

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

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 degradación de estructuras de hormigón debido a la corrosión afecta la construcción civil en todo el mundo, con repercusiones en función del volumen de casos registrados, la precocidad con la que ocurren, así como la cantidad de recursos involucrados en su evaluación y reparación (Meira, 2017).

El costo anual de la corrosión en todo el mundo supera el 3% del Producto Interno Bruto (PIB) mundial, aproximadamente USD\$ 2,2 mil millones de dólares (Hays, 2020). En función del momento en que se interviene, los costos son potencializados (Meira, 2017), pudiendo llegar a superar el costo original de la construcción (Dong et al., 2011).

La corrosión reduce el módulo de elasticidad del hierro, disminuye la adherencia entre la armadura y el hormigón, afecta el comportamiento sísmico, y la capacidad de carga estática de las estructuras de hormigón armado. La oxidación del hierro (con  $\text{Fe}_2\text{O}_3$  como componente principal) se produce por la corrosión de la barra de acero que provoca una expansión de volumen y aumento de la tensión de tracción en el hormigón, provocando que el hormigón se deforme y aparezcan grietas (Zhao et al., 2017).

La corrosión de la barra de acero en el interior del hormigón ocurre, esencialmente, por dos motivos: primero, debido a la reducción de la alcalinidad del hormigón por la carbonatación, y segundo, por la presencia de iones cloruros, que mismo con el pH elevado, rompen puntualmente la película protectora de la armadura (França, 2011).

La evaluación de las estructuras afectadas generalmente implica estimar la durabilidad de las mismas (Wu et al., 2017). La durabilidad es resultado de la interacción de las estructuras de hormigón con el ambiente, y es influenciada por las condiciones de uso, de operación y por los procesos de mantenimiento. Para evaluar el desempeño de las construcciones se realizan inspecciones visuales en conjunto con ensayos de campo y de laboratorio (Mota, 2011).

Las inspecciones visuales sistemáticas ciertamente reducen el nivel de incertidumbre con relación al estado de la estructura, pero esta técnica presenta importantes limitaciones ya que se basan en observaciones superficiales de la estructura durante pequeños espacios de tiempo (Inaudi, 2009) lo que puede provocar errores peligrosos y un uso ineficiente de los recursos para el mantenimiento de las estructuras.

A través de los sensores en cambio, es posible obtener datos de forma regular, garantizar la simultaneidad de lecturas en varios puntos y, consecuentemente, compatibilizar diversos parámetros (Santos, 2014). Los sensores consiguen fornecer informaciones en tiempo real (Zhao et al., 2017) que alimentan modelos matemáticos de previsión de vida útil (Araújo et al., 2013), de forma a estimar dos etapas fundamentales del fenómeno de la corrosión: la fase de iniciación y la fase de propagación de la corrosión, según el modelo fenomenológico propuesto por Tuutti (1982) (Figueiredo e Meira, 2013).

De esa forma, es posible realizar pronósticos de las estructuras monitoreadas, y disminuir los costos asociados a obras de recuperación o sustitución. En Brasil, por ejemplo, de acuerdo con un estudio del *Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada (IPEA)*, hasta el año 2025 un poco más de 89 millones de reales deben ser destinados al mantenimiento de 15 puentes que atienden a 12 estados de la Federación. Parte de esta cantidad será invertida en sistemas de monitoreo, y el uso de sensores puede proporcionar mayor durabilidad y sustentabilidad del parque de obras de arte de la infraestructura pública (M. Torres-Luque et al., 2014).

En EE. UU., según la Administración Federal de Carreteras (*FHWA*), en concordancia con un informe de la Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles (*ASCE*) del 2013, se deben invertir en el mantenimiento de la infraestructura pública, 20.500 millones de dólares anuales hasta el 2028. En Europa, el costo anual estimado para el mantenimiento de puentes de hormigón armado, es de alrededor de mil millones de euros (Zoghi, 2013).

Por lo tanto, los sensores electroquímicos industrializados han atraído la atención (Zhao et al., 2017), incluyendo: electrodos integrados, sondas de corriente de macro-corrosión, sensores de polarización lineal, sensores de resistencia eléctrica, sensores de potencial de corrosión y sensores galvánicos (Dong et al., 2011; Chen et al., 2017).

En el contexto de la inducción de corrosión por cloruro, un sensor galvánico es probablemente la mejor opción para el monitoreo (Klassen y Roberge, 2008). Su instalación en la estructura proporciona medidas de intensidad de corriente galvánica y potencial de corrosión que permiten monitorear la profundidad del frente de penetración de cloruros (Mccarter y Vennesland, 2004; Andrade et al., 2008; Araújo et al., 2013). Están formados por dos metales con diferentes potenciales eléctricos (ánodo y cátodo) (Andrade et al., 2008), separados espacialmente (Angst y Buchler, 2015).

La macro-celda galvánica creada por los metales dará como resultado un flujo de corriente ( $I_{gal}$ ) entre el metal que actúa como ánodo y el metal que actúa como cátodo en el par. Este flujo se puede medir sin la aplicación de corriente externa, siendo esta la principal ventaja de este tipo de sensor, ya que garantiza la sencillez del sensor y de los sistemas de medida, reduciendo los costos asociados. El flujo de corriente dentro de la macro-celda se puede medir usando un amperímetro de resistencia cero. Por la ley de Ohm, este flujo de corriente entre las regiones mencionadas está limitado por la resistencia del electrolito, la resistencia a la polarización anódica, y la resistencia a la polarización catódica (Andrade et al., 2008; Baltazar et al., 2007). Por tanto, la corriente inducida por el acoplamiento del ánodo y el cátodo es proporcional a la disolución del hierro en el ánodo de la macro-celda (Mccarter y Vennesland, 2004).

La corriente galvánica ( $I_{gal}$ ) no debe confundirse con la densidad de corriente de corrosión ( $I_{corr}$ ), que se puede obtener mediante la ecuación de Stern-Geary, a partir del valor de la resistencia de polarización ( $R_p$ ) (Martínez y Andrade, 2009), o mediante la espectroscopia de impedancia electroquímica (EIS), que continúa siendo una técnica utilizada fundamentalmente en laboratorio (McCarter y Vennesland, 2004) debido a la superposición de arcos de fenómenos simultáneos y ruidos de medición, asociados a la heterogeneidad del hormigón en estructuras en servicio (Ribeiro et al., 2015).

Por otro lado, la estimación directa de los valores reales de  $R_p$  a partir de la relación entre la variación de potencial y el cambio inducido en la corriente ( $\Delta E/\Delta I$ ), generalmente no es factible en grandes estructuras de hormigón. Porque la señal eléctrica aplicada tiende a desaparecer a medida que aumenta la distancia entre el contraelectrodo ( $CE$ ), necesario para registrar el parámetro, y el electrodo de trabajo ( $WE$ ). Para evitar este problema, es posible utilizar anillos de confinamiento en una determinada zona de la superficie del ( $WE$ ) (Feliú et al., 1990). Sin embargo, es inviable confeccionar un sensor para empotrar en hormigón que, además de permitir la lectura de la  $R_p$ , confine una zona específica de la armadura (Martínez y Andrade, 2009).

Un sensor a ser embebido en el hormigón para medir  $R_p$  e  $I_{corr}$ , debe incluir en su composición un electrodo de referencia (REF), un contraelectrodo ( $CE$ ), y también se requiere un electrodo de trabajo ( $WE$ ) para evitar el efecto de distancia crítica ( $D_{crit}$ ) entre el ( $CE$ ) y la armadura principal en el caso que esta se encuentre en estado pasivo. Además de los parámetros de corrosión electroquímica, se debe considerar un termopar para medir temperatura y medidores de resistividad, para considerar el efecto de la variación de temperatura y humedad en el hormigón. Por lo tanto, aumentarían los costos asociados a materiales y sistemas de lectura.

El sensor galvánico es uno de los sensores de corrosión más comercializados en el mercado internacional. Sin embargo, un sensor puede costar alrededor de USD\$ 400, lo que encarece y dificulta su uso en obras públicas, además del limitado número de proveedores (Araújo et al., 2013). En este contexto, el objetivo de este trabajo fue evaluar el funcionamiento de un sensor galvánico con múltiples electrodos, fabricado con materiales brasileños de bajo costo. Para ello, los sensores desarrollados fueron embebidos en prismas de hormigón armado que fueron expuestos a una

solución acuosa con la adición de NaCl (3,5% en masa) en ciclos alternados de inmersión parcial y secado. Se intentó simular las condiciones de servicio de una zona de variación de mareas dentro de una atmósfera marina. El trabajo también tiene como objetivo evaluar cómo la disposición del sensor, la resistencia del hormigón y el efecto de los ciclos de humectación y secado pueden afectar las lecturas realizadas.

El sensor galvánico fabricado utiliza el sensor *CorroWatch Multisensor* como referencia, pero en lugar de utilizar titanio activado como cátodo, que es diez veces más caro que el acero convencional (ISE, 2020), se eligió el cobre. Así, el trabajo aborda una investigación relacionada con la solución de problemas vinculados con el control de calidad, patología y recuperación de la construcción, abordaje que es un tema recurrente en la revista Alconpat (Real et al., 2015; Hernández et al., 2016; Macioski et al., 2016; Pérez et al., 2018).

## 2. MATERIALES Y MÉTODOS

### 2.1 Cuerpos de prueba de concreto

El programa experimental consistió en el análisis del comportamiento de sensores galvánicos instalados en prismas de hormigón armado, con dimensiones: (150 x 150 x 100) mm y dos barras de acero CA-50 con un diámetro de 6,3 mm (1/4") colocadas paralelas entre sí. La Figura 1 ilustra la configuración del cuerpo de prueba. Para cada hormigón se produjeron 4 cuerpos de prueba, totalizando 8 prismas.

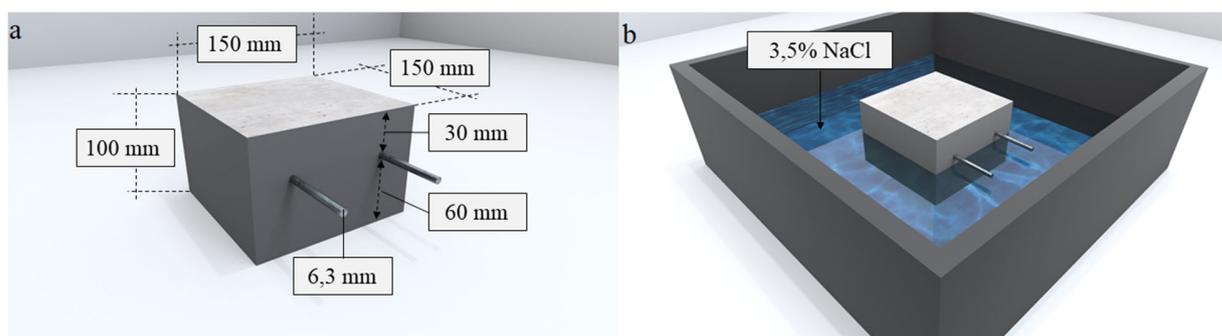


Figura 1. (a) Configuración del cuerpo de prueba prismático de hormigón armado. (b) Cuerpo de prueba inmerso parcialmente. Fuente: Autor.

En los prismas, el recubrimiento de las barras principales se definió utilizando como referencia la NBR 6118: 2015. Se consideró que las estructuras o algunos de sus elementos pueden estar expuestos a condiciones ambientales muy fuertes (Clase IV). Para la Clase IV, la norma indica una cobertura mínima ( $c_{min}$ ) de 50 mm, asumiendo que los cuerpos de prueba son representativos de una viga o columna. De esta forma, el recubrimiento del refuerzo principal con relación a la superficie del prisma expuesta a la solución de NaCl, fue de 60 mm. En las superficies laterales y en la superficie expuesta al aire, las barras tienen un recubrimiento de 30 mm, como se muestra en la Figura 1 (a).

En este experimento se utilizaron dos hormigones, utilizados convencionalmente en plantas de hormigón de la región de Curitiba, como muestra la Tabla 1. El ensayo de resistencia a la compresión de los hormigones (cilindros  $\varnothing 10 \times 20$  cm), se realizó de acuerdo con la NBR 5739 (2018). Se produjeron tres probetas para cada serie. La resistencia a la compresión promedio ( $f_{cm}$ ) del hormigón con relación agua/cemento (a/c) de 0.75 fue 20.62 MPa, y la  $f_{cm}$  del hormigón con (a/c) de 0.45 fue 39.36 MPa. La prueba se llevó a cabo con los cuerpos de prueba en estado saturado con superficie seca.

Tabla 1. Proporciones de mezcla utilizadas para moldear los cuerpos de prueba.

Concreto	Cemento [kg/m <sup>3</sup> ]	Arena [kg/m <sup>3</sup> ]	Piedra [kg/m <sup>3</sup> ]	a/c [kg/kg]
15 MPa	242,11	970,86	997,50	0,75
30 MPa	410,04	758,58	1053,82	0,45

El hormigón de 15 MPa simula una estructura antigua. Cabe señalar que hace algunas décadas eran permitidas resistencias características ( $f_{ck}$ ) menores que 20 MPa en estructuras. La norma brasileña NBR 6118: 1980 solo establecía que el hormigón debía tener una resistencia característica  $f_{ck}$  superior a 9 MPa, y compatible con la adoptada en el proyecto, así como cumplir con los criterios de control de calidad previstos en la ABNT NBR 12655. La NBR 6118: 1980 no incluía criterios de durabilidad para la ejecución de hormigón estructural según el nivel de agresividad del entorno al que estaría expuesta la estructura. Además, normas como la ACI 318-14 recomiendan un  $f_{ck}$  mínimo de 17 MPa para estructuras de hormigón armado expuestas a la humedad y una fuente externa de cloruros (Clase C2).

El hormigón de 30 MPa corresponde a la Clase III (atmósfera marina o industrial) según la NBR 12655: 2006 y la versión actualizada de la NBR 6118: 2014, similar al concreto recomendado por la ACI 318-14 ( $f_{ck} = 30$  MPa - a/c = 0.40) para las mismas condiciones de exposición. Para la ejecución de los prismas de hormigón armado se utilizó cemento CP-II-F-32, el cual tiene hasta un 25% de material carbonoso (NBR 16697: 2018). El agregado fino fue arena fina y como agregado grueso se utilizó grava No. 1. La caracterización física de los agregados y los estándares considerados para ello se presentan en la Tabla 2.

Tabla 2. Caracterización física de los agregados.

Agregado	Dimensión máxima característica	Módulo de finura	% de finos	Masa específica
Grueso (Piedra 1)	19,00 mm	1,83	0,39%	2,66 g/cm <sup>3</sup>
Fino (Arena fina)	0,600 mm	2,40	9,06%	2,50 g/cm <sup>3</sup>
Normativa	ABNT NM 248:2003			ABNT NBR NM 52:2003 ABNT NBR NM 53:2003

La consistencia del hormigón se midió mediante el método de ensayo de asentamiento (*Slump test*), de acuerdo con las recomendaciones de la norma brasileña NBR 7223:1992. Para ambos hormigones se adoptó una fluidez en el rango de  $80 \pm 10$  mm, con el fin de mantener una consistencia plástica para producir todos los cuerpos de prueba, que no requirieron el uso de aditivos. Los prismas fueron sometidos a un proceso de cura por inmersión en agua saturada con cal como indica la norma NBR 5738:2003 por un período de 91 días.

Se adoptó un período de cura mayor que el recomendado por la norma NBR 5738: 2003 (28 días) para simular una estructura real que será sometida a ensayos de campo después de años en servicio. Por lo tanto, no se realizaron lecturas electroquímicas durante el endurecimiento del hormigón o durante el período de curado del hormigón. Dado que el objetivo era simular el interior de una estructura real para evaluar el desempeño del sensor, no se consideró un período de estabilización del hormigón fuera de la cámara de cura. Se hicieron consideraciones similares en el trabajo de Rocha (2012) y de Dotto (2006).

Finalmente, luego del proceso de curado de 91 días, los cuerpos de prueba se colocaron en un horno a 50 °C durante 5 días para su secado. Enseguida, las superficies laterales de los prismas fueron

aisladas de la exposición a cloruros con una pintura epoxi, con la intención que el frente de contaminación avanzara solamente por la fase con recubrimiento de 60 mm. Para inducir la corrosión del acero embebido en el hormigón, se utilizó un proceso de envejecimiento acelerado que involucró la absorción y difusión de iones de cloruro en la matriz del cemento. El envejecimiento acelerado siguió un sistema de inmersión parcial alternado en ciclos. Los ciclos consistieron en el secado en estufa a 50 °C durante 5 días y la inmersión parcial de los prismas en agua con 3,5% de NaCl en masa durante 2 días, como muestra la Figura 1 (b). Este enfoque se adoptó con base en otros trabajos que utilizaron el mismo sistema de inmersión alternado (Freire, 2005; Dotto, 2006; Silva, 2010; Rocha, 2012; Silva, 2017).

Además, el sistema adoptado y la concentración de sal intentan reproducir condiciones de servicio similares a una zona de variación de mareas, dentro de una atmósfera marina. En esta región, hay contacto con agua contaminada con cloruros, con ciclos de mojado y secado. Lo que caracteriza una condición de exposición crítica en términos de corrosión del refuerzo. El principal mecanismo de degradación presente en estas condiciones es la corrosión del refuerzo por acción de iones cloruro (Lima y Morelli, 2004), que es el ataque considerado para evaluar el desempeño de los sensores en este trabajo.

## 2.2 Configuración del sensor

La macro-celda galvánica considerada en el estudio está formada por cobre y acero CA-50. Se utilizaron barras de acero de 60 mm de longitud y 6,3 mm (1/4") de diámetro (ánodo), instaladas a diferentes alturas sobre una placa de cobre (cátodo) de 50 por 50 mm, y 4 mm de espesor. Todos los metales fueron pulidos con cepillo de alambre de acero. A continuación, se enjuagaron con agua destilada, se sumergieron en alcohol y se secaron al aire. La placa de cobre fue configurada para que el área expuesta ( $A_c$ ) fuera igual a la suma de las áreas superficiales de los ánodos ( $A_a$ ) que componen la macro-celda galvánica, para una relación  $A_c/A_a = 0.97$ . La figura 2 muestra un modelo del sensor galvánico utilizado en el estudio.

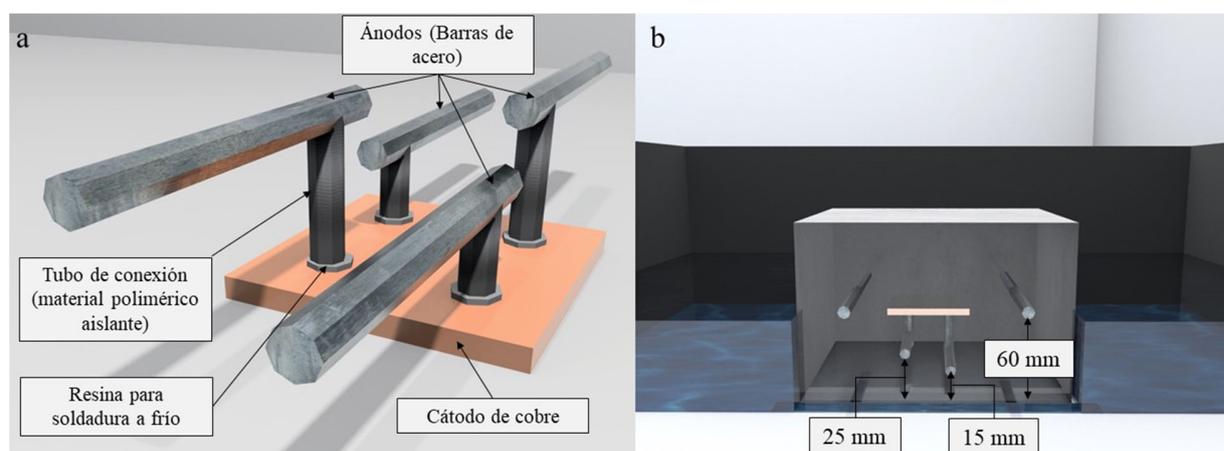


Figura 2. a) Sensor galvánico utilizado en el estudio. b) Sensor galvánico instalado dentro del cuerpo de prueba. Fuente: Autor.

Dos de los ánodos del sensor quedaron instalados a una profundidad de 15 mm y los dos restantes a una profundidad de 25 mm, con respecto a la superficie del cuerpo de prueba expuesta a la solución de NaCl, como se muestra en la Figura 2 (b). Siendo estas las profundidades en las que el sensor debe indicar estado activo de corrosión por la entrada de cloruros. La Figura 3 muestra el proceso de producción de los prismas y la instalación del sensor.

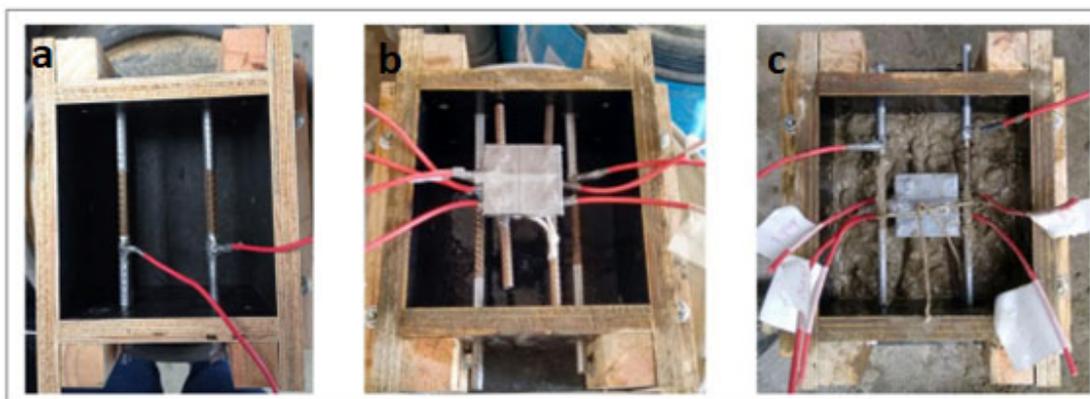


Figura 3. a) Instalación de las barras principales. b) Formas lubricadas con aceite y con el sensor colocado. c) Producción con el sensor embebido. Fuente: Autor.

Para encajar las barras de acero en la placa de cobre se realizaron 4 orificios de 8.0 mm de diámetro ( $> 6,3$  mm), como se muestra en la Figura 4. Las barras de acero se fijaron en la placa de cobre con resina para soldadura en frío, con el objetivo de evitar un par galvánico no deseado que podría comprometer el correcto funcionamiento del sensor además de exponer el dispositivo a una degradación prematura. Para el circuito eléctrico externo que conecta los electrodos y permite el flujo de electrones, se utilizó cable de cobre protegido con una película de PVC y una sección transversal de  $2.5 \text{ mm}^2$ , el cual fue soldado a los metales involucrados. Los puntos de soldadura se protegieron con material polimérico aislante.

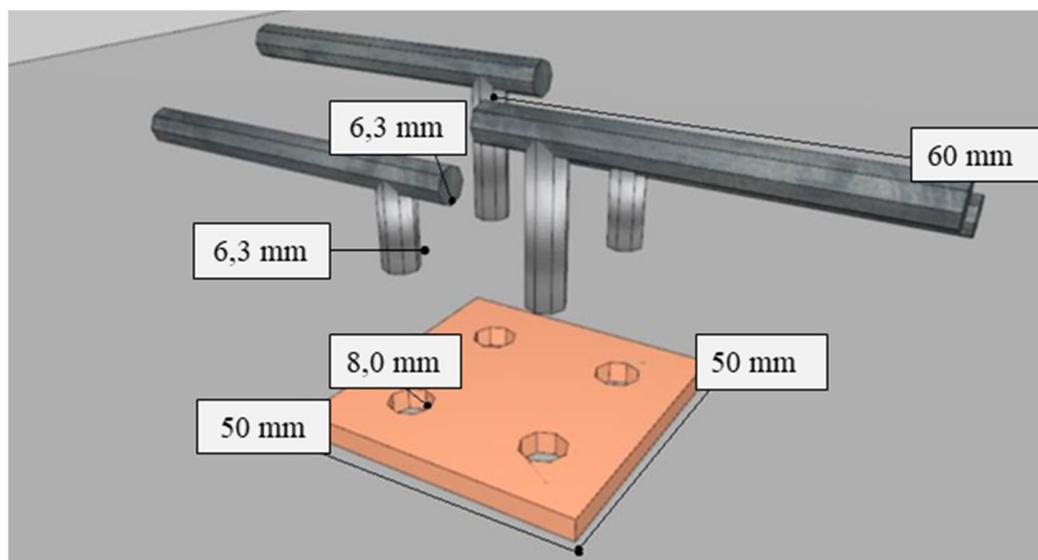


Figura 4. Esquema de montaje del sensor.

Los metales (electrodos) para la construcción del sensor galvánico fueron elegidos en función del potencial de equilibrio irreversible predeterminado ( $E_{eq}$ ). Los potenciales de equilibrio irreversibles son potenciales de electrodo que varían por causa de la polarización o factores externos. Se determinan experimentalmente y se denominan comúnmente potenciales de corrosión (Gentil, 1996). Para determinarlos, se utiliza un electrodo de referencia, como el electrodo de hidrógeno estándar, por ejemplo. El  $E_{eq}$  indica la tendencia del electrodo de sufrir reducción u oxidación en un determinado medio. Cuanto mayor es el potencial de corrosión del electrodo en una tabla de potenciales, mayor es la tendencia del electrodo a sufrir oxidación, es decir, a comportarse como

un ánodo (Gentil, 1996; Pawlick et al., 1998; Souza, 2014).

El potencial de equilibrio irreversible del hierro, sumergido en un electrolito que simula agua de mar, con referencia a un electrodo de hidrógeno, está en el rango de (-0,34 a 0,50) V. Sin embargo, el potencial de corrosión del cobre está en el rango de (-0,02 a 0,05) V (Akimov, 1957). En el estudio, no se llevó a cabo el correspondiente procedimiento experimental para determinar el valor de potencial irreversible del cátodo y el ánodo por separado.

Finalmente, con el fin de hacer más práctico el sensor, proteger los cables de cobre y en consecuencia mejorar el registro de lecturas electroquímicas, se colocaron conectores eléctricos en todos los extremos, como se muestra en la Figura 5 (b).

### 2.3 Ensayos de caracterización y técnicas electroquímicas

En cada ciclo de exposición, las lecturas electroquímicas se realizaron en el segundo día de inmersión parcial en el agua con 3,5% de NaCl. Para determinar el potencial de los pares del sensor a lo largo del proceso de envejecimiento, se utilizó el registrador de datos LabVIEW 8.5, que leyó la diferencia de potencial de polarización ( $E_{par}$ ), como se muestra en la Figura 5.



Figura 5. a) Registrador LabVIEW 8.5 leyendo  $E_{par}$ . b) Cuerpo de prueba con conectores eléctricos. Fuente: Calvo, (2018).

En teoría, el potencial de un par galvánico ( $E_{par}$ ) es el resultado de la combinación de los potenciales de los metales involucrados. Es un proceso espontáneo causado por la naturaleza diferente de los electrodos, que conduce a la polarización de ambos metales para un potencial combinado ( $E_{par}$ ) (Gentil, 1996; Pawlick et al., 1998). Es decir, se obtiene de la diferencia entre el potencial positivo correspondiente al cátodo ( $E_{cathode}$ ) y el potencial negativo (Ánodo) correspondiente al ánodo, como se muestra en la Ecuación (1) (Pawlick et al., 1998) en el ambiente en el que están insertados.

$$E_{par} = E_{célula} = E_{cátodo} - E_{ánodo} \quad (1)$$

En la práctica,  $E_{cátodo}$  es el potencial de polarización del cátodo, y  $E_{ánodo}$  es el potencial de polarización del ánodo. El potencial de polarización es el resultado del desplazamiento ( $\eta$ ) del potencial de equilibrio irreversible del metal ( $E_{eq}$ ) por la formación del par galvánico. Por tanto, la ecuación 1 se puede escribir como muestra la Ecuación (2).

$$E_{par} = (E_{eq} + \eta)_{cátodo} - (E_{eq} + \eta)_{ánodo} \quad (2)$$

Como no se aplica corriente externa a la macro-célula galvánica, el potencial de polarización de los electrodos (ánodo y cátodo) siempre está en el rango del potencial natural de los metales dentro del hormigón (Mccarter y Vennesland, 2004). Por lo tanto, el valor de  $E_{par}$  fluctuará en función de las condiciones del ambiente (Pawlick et al., 1998). Siendo así, el valor de  $E_{par}$  debe obtenerse empíricamente (Sousa, 2014), y su valor incluye los valores de  $E_{cq}$  y  $\eta$ , prescindiendo de la determinación de estos factores por separado.

De esa forma, el registrador de datos generó una lectura individual correspondiente a cada uno de los pares ánodo-cátodo del sensor proyectado. El equipo de lectura reconoce cada par como un canal de lectura individual. Se analizó si la lectura de la diferencia de potencial se mantiene estable a lo largo del tiempo, y el tipo de reacción que indicaba: galvánica ( $E_{par}>0$ ) o electrolítica ( $E_{par}<0$ ). Para registrar la corriente galvánica ( $I_{gal}$ ), se utilizó la técnica electroquímica Zero Resistance Ammeter (ZRA) que utiliza un amperímetro de resistencia cero, acoplado a un potencióstato SP-200 que realiza la lectura a través del software EC-Lab. Esta técnica consiste en medir la corriente galvánica en un par formado por metales diferentes, uno con comportamiento anódico y otro con comportamiento catódico.

La técnica también se utiliza para medir ruido electroquímico. Consiste en estabilizar el voltaje entre el electrodo de trabajo y el contraelectrodo, y medir la corriente y el potencial con relación al electrodo de referencia (EC-LAB., 2011). En este caso, los electrodos de trabajo son las barras de acero del sensor galvánico. Como contraelectrodo se utilizó una malla de acero inoxidable y el electrodo de referencia fue la placa de cobre del sensor.

Para validar el comportamiento del sensor, las lecturas de corriente galvánica y potencial del par se correlacionaron con las lecturas de potencial de circuito abierto ( $E_{corr}$ ). Por su sencillez, la medición del potencial de corrosión,  $E_{corr}$ , es el método más utilizado en las determinaciones de campo (Martínez y Andrade, 2009). A partir de estas mediciones, se dibujan mapas potenciales que revelan las zonas que tienen más probabilidades de corroer en estado activo (ASTM C876-15). En cada ánodo se efectuó una lectura, totalizando 6 lecturas por cuerpo de prueba: cuatro en los ánodos del sensor y dos en las barras de refuerzo. En las lecturas se utilizó un electrodo de referencia de Cu/CuSO<sub>4</sub>. Para analizar los resultados con el fin de estimar la probabilidad de corrosión, se consideraron los límites encontrados en la ASTM C876-15.

Aún no existe una normativa que establezca un rango fijo de valores de  $I_{gal}$  y  $E_{par}$  para caracterizar el estado activo del acero en el hormigón. Por tanto, no es el valor absoluto lo que se debe considerar, sino la variación de sus valores en el tiempo (Raupach y Schiessl, 2001; Araújo et al., 2013).

Finalmente, se realizó el método colorimétrico mediante aspersión de nitrato de plata (AgNO<sub>3</sub>). Este método permite determinar de forma cualitativa la profundidad del frente de penetración de los cloruros que ingresan al hormigón por absorción y difusión. Este ensayo no cuantifica los cloruros libres (Real et al., 2015; França, 2011, Pontes et al., 2020). El ensayo consiste en rociar una solución acuosa de AgNO<sub>3</sub> (0,1 M) sobre las mitades del espécimen recién fracturado. Cuando se rocía la solución de nitrato de plata sobre la superficie del hormigón, se produce una reacción fotoquímica. Cuando hay cloruros libres, se produce un precipitado blanco de cloruro de plata. En la región sin cloruros o con cloruros combinados, se forma un precipitado marrón, óxido de plata (Medeiros, 2008; Marcondes, 2012).

Para realizar el ensayo, los cuerpos de prueba se rompieron en la dirección del flujo de cloruros justo antes de la aspersión para evitar que ocurriera la carbonatación. En paralelo, en una de las mitades se realizó una prueba con spray de fenolftaleína (1% en alcohol etílico) para evitar falsos positivos. Ya que en presencia de carbonatos también se forma un precipitado blanco (Jucá, 2002). Después de pulverizar la solución acuosa de nitrato de plata, se realizaron diez mediciones de la profundidad de penetración de los cloruros, a cada 10 mm, siguiendo las recomendaciones de NT BUILD 492 (2000). Evitando así errores grandes en la lectura de la profundidad alcanzada por los

cloruros. Antes de rociar el nitrato de plata y la fenolftaleína, se cepilló cada mitad para eliminar el polvo de la superficie.

### 3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

#### 3.1 Potencial de corrosión

La Figura 6 muestra los resultados del Potencial de Circuito Abierto ( $E_{corr}$ ) en los especímenes de hormigón con 15 MPa. La Figura 7 muestra los datos correspondientes a los cuerpos de prueba con 30 MPa. Ambas figuras muestran el promedio de las lecturas obtenidas en los ánodos del sensor galvánico instalado en el interior de los especímenes, con un recubrimiento de 1,5 cm y 2,5 cm, respectivamente. En estas figuras también se muestran los promedios correspondientes a las barras principales con recubrimiento de 6 cm.

Al final del primer ciclo de inmersión, se observaron valores de  $E_{corr}$  negativos ( $<-350$  mV) en los ánodos instalados a 1,5 cm y 2,5 cm, en ambos hormigones. Varias investigaciones observaron valores más negativos (indicativos de corrosión activa) en el inicio de las pruebas de corrosión (Gurdián et al., 2014; Rocha et al., 2014; Capraro et al., 2016; Jiang et al., 2017; Medeiros et al., 2017; Godinho et al., 2018; Godinho et al., 2019; e Capraro et al., 2021). Este comportamiento está relacionado con el proceso de formación de la película protectora sobre el acero, que implica la oxidación de la superficie metálica y, por ello, genera lecturas electronegativas inicialmente (Poursaee, 2016; Meira, 2017; Ribeiro et al., 2018).

Siendo así, el  $E_{corr}$  cambia gradualmente, pasando de valores más negativos a valores más positivos, hasta que se estabiliza e indica la formación de la película protectora (Sun et al., 2017), en ausencia de agentes agresivos dentro del hormigón. Capraro et al. (2021), por ejemplo, observaron altos valores negativos ( $-600$  mV /  $-700$  mV) desde el inicio del monitoreo hasta 800 días en todas las series expuestas a ciclos de inmersión y secado en cámara seca ( $55 \pm 5\%$  HR y  $23 \pm 2$  ° C). Del mismo modo, Godinho et al. (2018), observaron lecturas en el rango de  $-486$  mV a  $-550$  mV hasta 100 días.

Para favorecer la formación de la película protectora en barras de acero antes de concretar, Ghods et al. (2010), Nahali et al. (2014), Williamson e Isgor, (2016) y Godinho et al. (2019), sugieren la inmersión de las barras de acero en soluciones sintéticas que simulan el interior del hormigón, antes de concretar.

En este trabajo, el monitoreo de los ánodos instalados a 1,5 cm y 2,5 cm no mostró un nivel de estabilización, sino una tendencia a volverse más electronegativo a medida que aumentaba el contenido de cloruros en el interior del hormigón.

En cuanto a la durabilidad del hormigón, la ABNT NBR 6118 (2014) estipula valores mínimos de recubrimiento ( $c_{min}$ ) sobre la armadura según la agresividad del entorno en el que se inserta la estructura. En este caso, para los ánodos del sensor galvánico (1,5 y 2,5 cm), estos valores no se respetaron intencionadamente. Sumado a esto la interconectividad entre los poros existentes y las micro-grietas en la pasta, la eficiencia de la protección física que proporciona el revestimiento, es reducida.

Además, según Leek (1991) y Ribeiro et al. (2014), incluso con la reserva alcalina resultado de la concentración de  $Ca(OH)_2$  en el hormigón y la película de protección, la presencia de cloruros en el interior del hormigón puede desencadenar la disolución de la película protectora e iniciar el proceso corrosivo. Según los autores Huafu et al. (2015) y Jin et al. (2017), a medida que aumenta el grado de contaminación por cloruros, más negativo tiende a volverse el valor de  $E_{corr}$ .

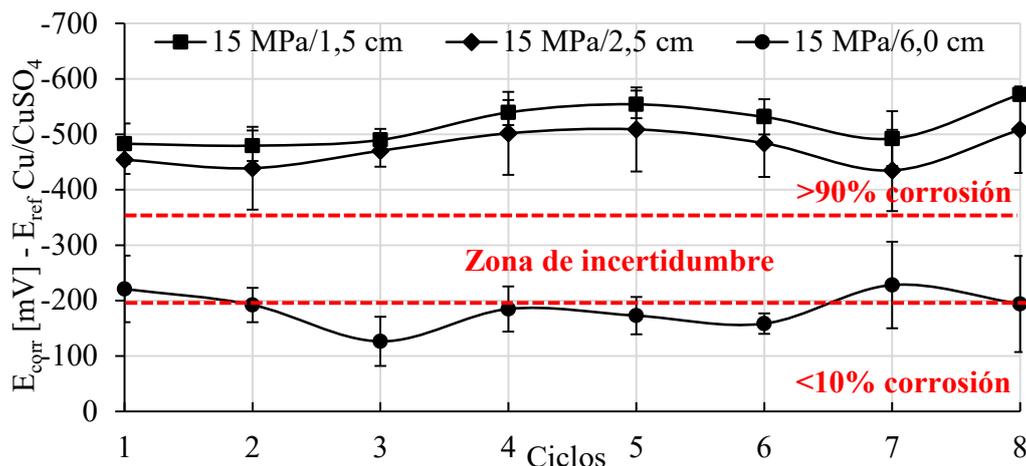


Figura 6. Potencial de corrosión para el hormigón de 15 MPa. Fuente: Autor.

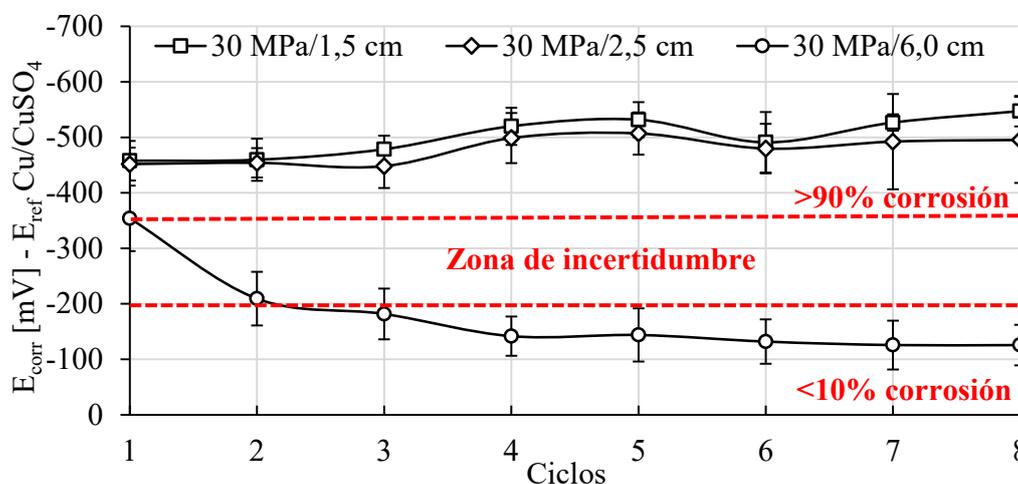


Figura 7. Potencial de corrosión para el hormigón de 30 MPa. Fuente: Autor.

Por otro lado, en las barras principales con 6 cm de recubrimiento, la probabilidad de corrosión fue menor que 10%, o el  $E_{corr}$  se mantuvo en el rango de (-200 a -350 mV), en ambos hormigones. Un comportamiento similar fue observado por los autores Romano et al. (2013), quienes estudiaron el desempeño de un sensor con electrodos a diferentes profundidades con relación a la superficie expuesta del espécimen: 1,5 y 3 cm. En el estudio, el electrodo colocado a menor profundidad indicó estado activo de corrosión antes del electrodo con recubrimiento de 3 cm. Además, las barras de refuerzo con recubrimiento de 4 cm pasaron al estado activo 100 días después que el electrodo del sensor instalado a menor profundidad.

Teóricamente, los valores de  $E_{corr}$  más electronegativos indican un nivel crítico de iones de cloruro alrededor de los ánodos del sensor. Si los ánodos se instalan a diferentes profundidades, los ánodos más cercanos a la superficie exterior, a través de la cual se produce la penetración de iones, deberían presentar más valores electronegativos más rápidamente que los ánodos ubicados a mayor profundidad (Romano et al., 2013).

Finalmente, el análisis de varianza ANOVA y el posterior análisis de Tukey con 95% de confianza, indicaron que la resistencia del hormigón no influyó en los resultados obtenidos durante el monitoreo del potencial de corrosión. Por tanto, este parámetro en los especímenes de ambos hormigones se comportó de la misma forma.

### 3.2 Potencial del par

Las Figuras 8 y 9 muestran los valores promedios de potencial del par para los seis ánodos del sistema (sensor de corrosión + barra de acero). Para el hormigón de 15MPa, cuando el valor de potencial del par era negativo, la probabilidad de corrosión del ánodo era menor que 10% o estaba en la zona de incertidumbre de acuerdo con las lecturas de potencial de circuito abierto.

Con base en los resultados observados en este trabajo, 20 mV / min. es el valor de potencial del par ( $E_{par}$ ) que caracteriza al par galvánico estudiado, para la disposición y metales utilizados (acero carbono-cobre). En paralelo, 200 mV / min. aparenta indicar el cambio para el estado activo (indicado con una línea discontinua roja en las Figuras 8 y 9).

El potencial del par de los ánodos con recubrimiento de 1,5 cm y 2,5 cm, estuvo en el rango de 20 a 200 mV / min., y el  $E_{corr}$  indicaba corrosión activa, durante los primeros ciclos. A partir del 4º ciclo en adelante, el potencial del par fue superior a 200 mV / min., y los ánodos estaban definitivamente en estado activo, independientemente del recubrimiento. Dado que los valores de  $E_{par}$  positivos indican que el proceso de oxidación predomina sobre el proceso de reducción y el ánodo está sufriendo corrosión (polarización anódica). Cuanto mayor es la diferencia de potencial en el par galvánico, más intensa tiende a ser la polarización anódica (Pawlick et al., 1998, Sousa, 2014; Fernandes y Martendal, 2015) y más intensa es la reacción de corrosión en el par.

Para el hormigón de 30MPa (Figura 9), se observó un comportamiento similar en los seis ánodos a 1,5, 2,5 y 6,0 cm de profundidad. La resistencia del hormigón no influyó en los resultados obtenidos durante el monitoreo del potencial del par, según análisis estadístico (ANOVA y Tukey con 95% de confianza). Es necesario destacar que el error promedio de las lecturas de  $E_{par}$  es pequeño en comparación con el  $E_{corr}$  (Figuras 6 y 7). De esa forma, la estabilidad en las lecturas tomadas a través del sensor galvánico, fue comprobada.

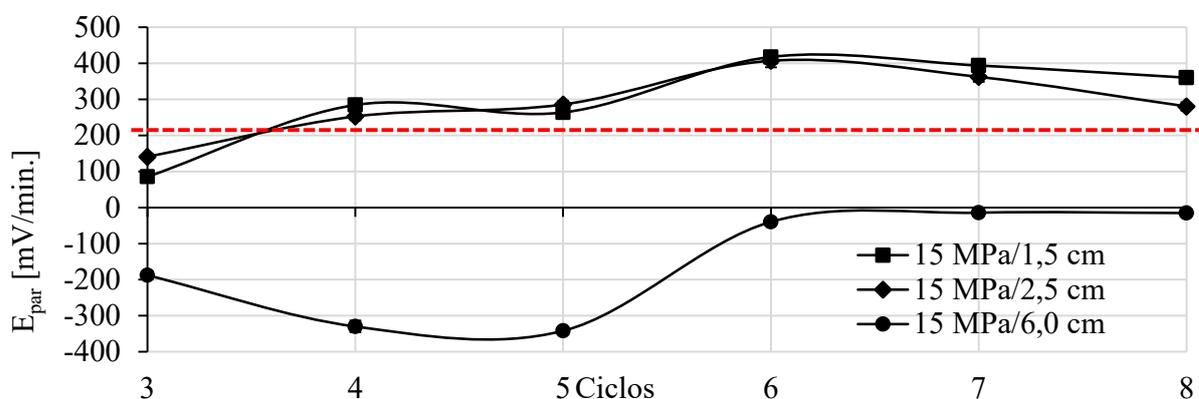


Figura 8. Potencial del par para el hormigón de 15 MPa. Fuente: Autor.

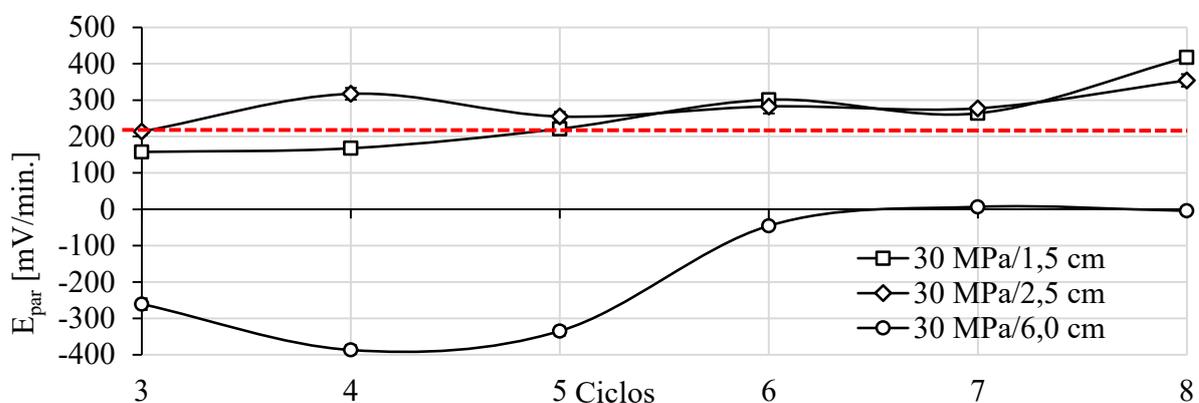


Figura 9. Potencial del par para el hormigón de 30 MPa. Fuente: Autor.

Angst y Buchler (2015) exponen algunas dificultades intrínsecas para monitorear el potencial mixto de una macro-celda galvánica ( $E_{par}$ ): (i) las reacciones anódicas y catódicas generalmente ocurren en el mismo elemento estructural, (ii) o no es posible colocar electrodos de referencia cerca del ánodo y el cátodo, (iii) o la conductividad del electrolito es demasiado alta y, por lo tanto, la diferencia de potencial demasiado baja para ser medida con precisión.

Sin embargo, Angst y Buchler (2015) se refieren a una macro-célula formada en la superficie de una barra de acero, producto de la penetración de cloruros en el hormigón que causa corrosión localizada. Un sensor galvánico en cambio, está formado por pequeñas piezas de metal con diferentes potenciales eléctricos donde una actuará como ánodo y la otra como cátodo; embutidos en el hormigón a profundidades siempre menores que la del refuerzo (Andrade et al., 2008; Araújo et al., 2013), lo que reduce la influencia de la conductividad del electrolito.

Resta entonces considerar el aspecto (ii) mencionado por los autores: la posibilidad de colocar electrodos de referencia cerca del ánodo y del cátodo. Así, en futuros estudios que utilicen el sensor galvánico propuesto en este trabajo, se recomienda instalar también un electrodo de referencia. Esta práctica permitirá determinar por separado el potencial del ánodo y del cátodo, y así poder determinar la curva de polarización de cada electrodo, y mejorar la monitorización del potencial del par galvánico.

También se sugiere monitorear el comportamiento del potencial del par ( $E_{par}$ ) en un ambiente libre de agentes agresivos, hasta que el parámetro alcance un punto de equilibrio en el rango de valores positivos. Dado que su valor es función de los potenciales de los metales que componen el par galvánico en el interior del hormigón (Pawlick et al., 1998; Mccarter y Vennesland, 2004).

Además, la estabilidad a lo largo del tiempo del potencial del sensor también es influenciada por las densidades de corriente anódica y catódica. A su vez, las corrientes anódica y catódica son función del área del ánodo y del área del cátodo, respectivamente (Pawlick et al., 1998).

Por lo tanto, si el ánodo tiene un área insuficiente, el potencial del par mudará para valores más altos con un límite superior representado por el potencial de circuito abierto del metal que actúa como cátodo. A medida que aumenta el área del cátodo con relación al ánodo, aumenta la demanda de electrones del cátodo, mientras que el área del ánodo desde el cual se suministrarán los electrones disminuye, y así aumenta la velocidad de disolución del ánodo (Sousa, 2014). En estas condiciones, existe el riesgo de que el ánodo se degrade excesivamente y disminuya la vida útil del sensor. Por tanto, el comportamiento del sensor galvánico debe evaluarse con una relación área cátodo / área ánodo ( $A_C/A_A$ ) igual a 1, con el fin de mejorar el funcionamiento del sensor propuesto en el trabajo.

Inicialmente, el programa experimental no preveía la realización de este ensayo, pero resultó sumamente importante para comprender el comportamiento del sensor a lo largo del tiempo.

### 3.3 Corriente galvánica

Teóricamente, cuando se establece un proceso corrosivo en las barras, la corriente galvánica aumenta en el rango de valores positivos, debido a la variación del potencial del ánodo, que asume valores más negativos respecto a los obtenidos inicialmente, en su estado pasivo (Araújo et al., 2013; Lacerda y Muller, 2015). Un aumento de la corriente galvánica, acompañado de una disminución del potencial de circuito abierto, indica que se ha alcanzado un nivel crítico de iones cloruro (Andrade et al., 2008; Araújo et al., 2013).

En las Figuras 10 y 11 se puede observar que, durante el monitoreo la corriente galvánica ( $I_{gal}$ ) fue negativa durante siete de los ocho ciclos en los seis ánodos monitoreados (cuatro del sensor galvánico y las dos barras principales). Para el hormigón de 15 MPa (Figura 10), se observaron valores positivos de corriente galvánica en el ciclo 7, luego de 141 días de monitoreo. Sin embargo, vuelven a ser negativos en el ciclo 8. En el caso del hormigón de 30 MPa, en la Figura 11 se observa que la corriente galvánica fue positiva en los ciclos 7 y 8.

En principio, los valores de corriente positiva están de acuerdo con el potencial de circuito abierto más negativo que -350 mV (probabilidad de corrosión > 90%), y con el potencial de par mayor que 200 mV / min., observado en los ánodos instalados en una profundidad a 1,5 y 2,5 cm de profundidad.

En las barras principales instaladas con 6 cm de recubrimiento, el  $E_{par}$  indicó una reacción electrolítica durante el ensayo, lo que significa que las barras estaban en estado pasivo, en concordancia con el valor de potencial de circuito abierto medido. Por tanto, el registro de corriente galvánica positiva ( $I_{gal}$ ) no se corresponde con lo observado en las barras en las pruebas anteriores. Sin embargo, la corriente galvánica estuvo cerca de cero durante todo el experimento. Los valores de corriente galvánica cercanos a cero también son indicativos de la condición pasiva del acero (Park et al., 2005; Sousa, 2014). Siendo así, de manera similar a lo que sucedió en la primera etapa del programa experimental con los sensores inmersos en una solución acuosa (Calvo et al., 2017), la  $I_{gal}$  mostró mayor inercia para identificar la presencia de un agente agresivo. Además, según Ribeiro y Cunha (2014), la corriente galvánica ( $I_{gal}$ ) decae a lo largo de la medición, mostrando un comportamiento capacitivo y esto dificulta la monitorización.

Los resultados de corriente galvánica obtenidos en los seis ánodos (1,5, 2,5 y 6 cm) instalados en los cuerpos de prueba de 15 MPa, fueron estadísticamente equivalentes a los valores de corriente galvánica registrados en los ánodos instalados en los especímenes de 30 MPa.

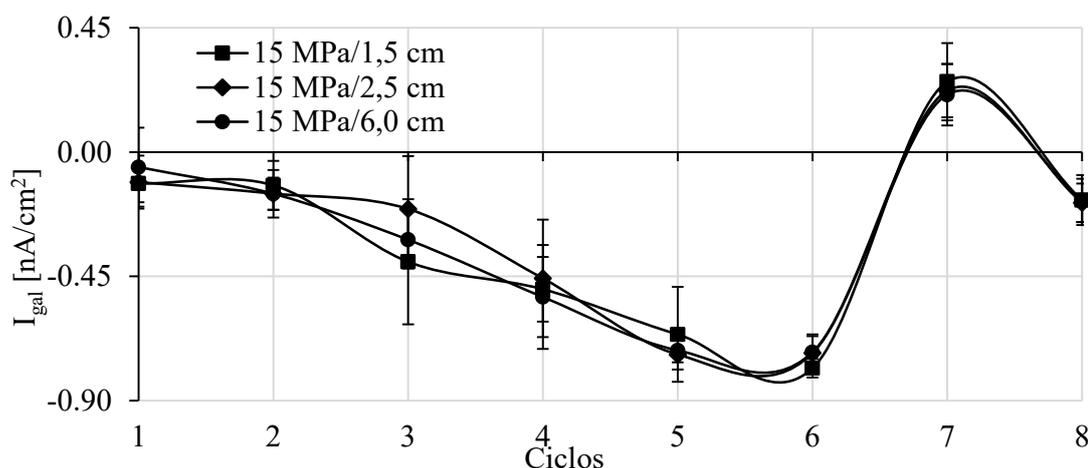


Figura 10. Corriente galvánica para el hormigón de 15 MPa. Fuente: Autor.

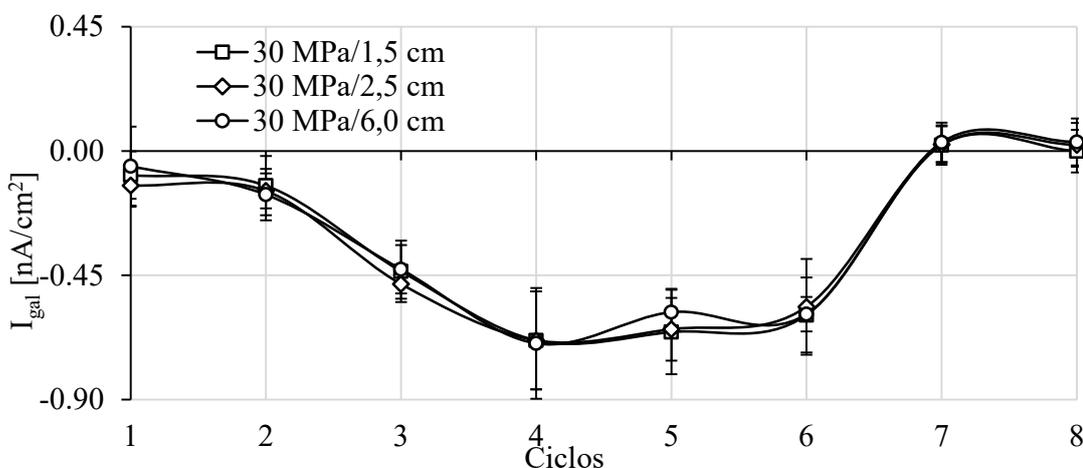


Figura 11. Corriente galvánica para el hormigón de 30 MPa. Fuente: Autor.

Finalmente, para el análisis de los datos se aplicó el modelo lineal, con determinación de  $R^2$  para inferir la correlación entre las técnicas electroquímicas consideradas en el trabajo. Ningún factor de correlación ( $R^2$ ) se acercó a 0,9, por lo que no se puede afirmar que exista una relación lineal positiva entre las técnicas electroquímicas. Es decir, las cantidades medidas difieren y no convergen. Por este motivo, este tipo de estudio es importante, ya que la elección de la técnica correcta, o conjunto de técnicas, es fundamental para que el seguimiento sea eficaz. Además, las sugerencias realizadas anteriormente para mejorar el funcionamiento del sensor son fundamentales para poder comprender y estimar el comportamiento de las magnitudes evaluadas en campo de forma correcta.

### 3.4 Penetración de cloruros a través del método colorimétrico

Al final del experimento, se realizaron pruebas colorimétricas con nitrato de plata ( $\text{AgNO}_3/0.1 \text{ M}$ ) y fenoltaleína. En la Figura 12 se observa el aspecto de las mitades de los especímenes luego de rociar los indicadores. En ningún de los ocho cuerpos de prueba ensayados, se observó hormigón carbonatado como indica el color rosa en la mitad a la derecha. Esta evidencia de que no hubo carbonatación en el hormigón, es importante para tener la certeza de que la prueba colorimétrica con aspersión de la solución de nitrato de plata será efectiva, sin indicar el falso positivo alertado en el trabajo de Pontes et al. (2020).

En la mitad de la izquierda, se pueden ver dos regiones distintas en cuanto al color: una con un precipitado marrón correspondiente a la región sin cloruros libres, y otra sin color en la región afectada por cloruros libres, lo que indica hasta donde llegó el frente de penetración de cloruros. En la Figura 12, la región sin cloruros se delimitó con una línea discontinua.

Después de 150 días, al final del octavo ciclo, el frente de penetración de cloruro alcanzó una profundidad promedio de 7,6 cm en los cuerpos de prueba de 15 MPa, y de 7,2 cm en los especímenes de 30 MPa. Por lo tanto, en el hormigón alrededor de los ánodos del sensor, se alcanzó un nivel crítico de cloruros. Los resultados obtenidos en los ánodos del sensor durante el monitoreo de  $E_{\text{corr}}$  y  $E_{\text{par}}$ , indicaron una alta probabilidad de corrosión.

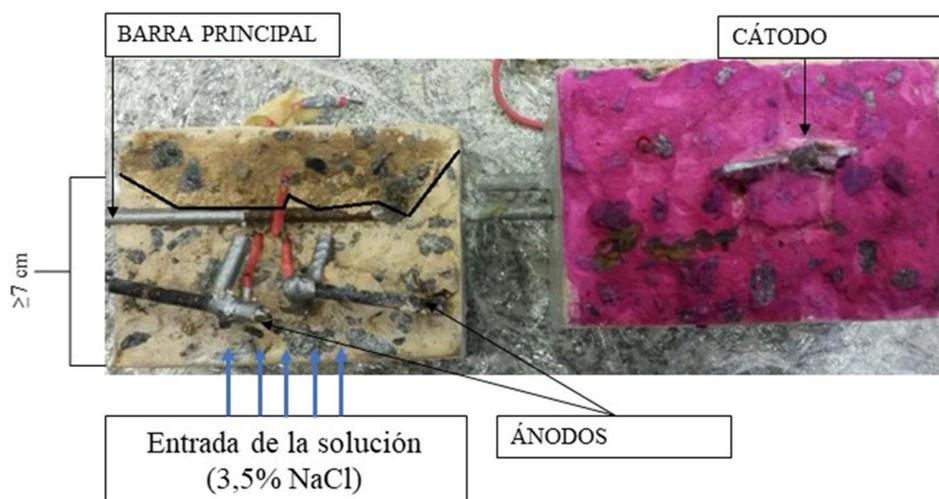


Figura 12. Ensayo colorimétrico (penetración de cloruros y carbonatación) en el cuerpo de prueba al final del monitoreo.

Se observa que la profundidad de penetración de los cloruros al final de los ciclos fue similar entre los hormigones de 15 MPa y 30 MPa. En este sentido, es necesario señalar que además de la porosidad, la fisuración también contribuye para que los agentes agresivos penetren en el hormigón e inicien su acción destructiva en la estructura. Después del endurecimiento de la masa, las grietas

son resultado, entre otros factores, de la contracción por secado, la corrosión del refuerzo y los ciclos alternos de humectación y secado (Brandão y Pinheiro, 1999). En este trabajo, los tres factores actuaron en combinación, proporcionando la aparición de microfisuras, como se muestra en la Figura 13.

La aparición de microfisuras puede haber intensificado la penetración capilar del agua con iones cloruro, provocando un comportamiento similar en los hormigones, diferente de lo observado en condiciones de exposición natural. Por tanto, el secado en estufa a 50 ° C no parece adecuado y debería reevaluarse en otros estudios similares. Además, estudios que evaluaron la penetración de cloruros en diferentes cementos brasileños observaron que los hormigones con CP-II-F tienen una alta capacidad de penetración de iones cloruro en comparación con otros tipos de cemento, reduciendo así la influencia de la relación  $a/c$  (Pereira, 2001; Crauss, 2010; Frota et al., 2018).



Figura 13. Microfisuras en los cuerpos de prueba.

Por otro lado, incluso el frente de penetración de cloruros habiendo alcanzado las barras principales (6 cm de recubrimiento), la concentración crítica de cloruros para dañar la película protectora de la armadura, no se alcanzó en el hormigón a esta profundidad. Ya que la probabilidad de corrosión se mantuvo inferior al 10%, o en la zona de incertidumbre. Mientras que el  $E_{par}$  indicó una reacción electrolytica, o como máximo estuvo en el rango de -5 a 20 mV / min.

En este sentido, es necesario señalar que la llegada de cloruros a la vecindad de la armadura, por sí sola, no representa el inicio del proceso de corrosión. El proceso solo comenzará cuando el contenido de iones de  $Cl^-$  alrededor de la barra de acero alcance la concentración crítica (Jin et al., 2017) para romper la película protectora del acero.

La mayoría de las normas establecen la concentración de iones  $Cl^-$  permitida con relación a la masa de cemento. Aunque es un punto muy controvertido, el valor de 0.4% con relación a la masa de cemento es un consenso en la mayoría de las normas (Casado, 1997). La norma NP EN 206, por ejemplo, adopta el valor de 0.4% (Silva, 2017) y la ABNT NBR 12655 (2006) establece 0.15% en las condiciones de servicio de la estructura.

Además, al romper los cuerpos de prueba, se pudo confirmar la presencia de producto de corrosión alrededor de las barras del sensor, pero no alrededor de la parte expuesta de las barras principales (6 cm de recubrimiento). Cabe señalar que los extremos de las barras principales se protegieron con cinta aislante gris, de manera que solo quedaron expuestos 60 mm de la barra, la misma longitud que los ánodos del sensor, como se muestra en la Figura 3 (a).

#### 4. CONCLUSIONES

El objetivo de este trabajo fue evaluar la eficiencia de un sensor galvánico con múltiples electrodos en el seguimiento de la corrosión en prismas de hormigón armado, comparándolo con métodos electroquímicos convencionales, y con la profundidad de penetración de cloruros. Las principales conclusiones del estudio son:

- La relación a/c no influyó en los ensayos, siendo el recubrimiento el factor que ejerció mayor influencia.
- El potencial de circuito abierto y el potencial del par indicaron estado activo de corrosión en los ánodos de los sensores (1,5 y 2,5 cm) antes que en las barras principales (6 cm).
- Para efectos de este trabajo, 20 mV/min. es el valor de potencial del par ( $E_{par}$ ), que caracteriza el par galvánico de acero carbono-cobre evaluado. Mientras el valor de 200 mV/min. aparenta indicar el cambio para el estado activo.
- La corriente galvánica presentó poca variación a lo largo del tiempo, con comportamiento capacitivo durante los 150 días de monitoreo.
- La frente de penetración llegó a una profundidad mayor que 7 cm, alcanzando las barras principales (6 cm). Por este motivo, los ensayos indicaron una tendencia de la barra entrar en la zona de incertidumbre hasta que sean alcanzadas concentraciones suficientes de cloruros para dañar la película protectora de la armadura e iniciar la corrosión.
- El sensor desarrollado presentó sensibilidad para detectar la frente de cloruros y prever la posibilidad de corrosión de las armaduras. Siendo aún necesarios ajustes como acompañar el comportamiento del potencial del par ( $E_{par}$ ) y del potencial de corrosión ( $E_{corr}$ ) en un medio libre de agentes agresivos hasta que el  $E_{par}$  estabilice. Se considera que los parámetros  $E_{corr}$ ,  $E_{par}$  e  $I_{gal}$  se comportan de formas distintas como parámetros de monitoreo de la corrosión.

#### 5. AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al Laboratorio de Materiales y Estructuras de la Universidad Federal de Paraná (LAME-DCC-UFPR), al Centro de Estudios en Ingeniería Civil (CESEC-UFPR), al Programa de Pós-graduação en Ingeniería Civil (PPGEC-UFPR), a la *Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior* (CAPES), a la Agencia Nacional de Aguas (ANA), y al Consejo Nacional de Desarrollo Científico y Tecnológico (CNPq).

#### 6. REFERENCIAS

- American concrete institute (ACI) (2014). ACI 318-14: *Building Code Requirements for Structural Concrete*.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) (1980). NBR 6118: *Projeto e execução de obras de concreto armado*.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) (2006). NBR 12655: *Concreto de cimento Portland – Preparo, controle e recebimento – Procedimento*.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) (2014). NBR 6118: *Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) (2003). NM 248: *Agregados - Determinação da composição granulométrica*.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) (2009). NBR 7211: *Agregados para concreto – Especificação*.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) (2003). NM 52: *Agregado miúdo - Determinação da massa específica e massa específica aparente*.

- Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) (2003). NM 53: *Agregado graúdo – Determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água*.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) (1992). NBR 7223: *Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone*.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) (2003). NBR 5738: *Concreto — Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova*.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) (2018). NBR 5739: *Concreto — Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos*.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) (2018). NBR 16697: *Cimento Portland - Requisitos*.
- ASTM Internacional. (2015). ASTM C876 – 15 *Standard Test Method for Corrosion Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete*. Edição atual aprovada em 1 de novembro de 2015. Publicado em abril de 2016. Originalmente aprovado em 1977. Última edição anterior aprovada em 2009 como C876-09. doi: <https://doi.org/10.1520/C0876-15>
- NT BUILD 492 (2000), *Non-Steady State Chloride Migration (Diffusion Coefficient)*.
- Araújo, A., Panossian, Z., Portella, P. D., Bässler, R. (2013), Monitoramento da corrosão em estruturas de concreto: sensor galvânico. *Revista Técnica*. Edição 194. Maio/2013. Link: <http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/194/artigo294083-1.aspx>
- Andrade, C., Figueiras, H., Félix, C., Coutinho, J. S. (2008), “Desempenho do kit-sensor de corrosão na monitorização da durabilidade de estruturas de betão”, in: Anais do Encontro Nacional Betão Estruturas - BE2008. Guimarães. 5, 6, 7 de novembro de 2008.
- Angst, U., Buchler, M. (2015), On the applicability of the Stern–Geary relationship to determine instantaneous corrosion rates in macro-cell corrosion. *Materials and Corrosion*. 66(10). doi: <https://doi.org/10.1002/maco.201407997>
- Akimov, G. V. (1957), “*Théorie et Méthodes d’ Essais de la Corrosion des Métaux*”. Dunod. Paris. p 53.
- Baltazar, M., Almeraya, F., Nieves, D., Borunda, A., Maldonado, E., Ortiz, A. (2007). *Corrosión del acero inoxidable 304 como refuerzo en concreto expuesto a cloruros y sulfatos*. Scientia Et Technica, XIII (36),353-357. Acesso em: 17 de Julio de 2021. ISSN: 0122-1701. Disponible en: <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=84903663>
- Brandão, A. M. S.; Pinheiro, L. M. (1999), *Qualidade e durabilidade das estruturas de concreto armado: aspectos relativos ao projeto*. Cadernos de Engenharia de Estruturas. n.8. EESC. Universidade de São Paulo. São Carlos. 1999.
- BioLogic Science Instruments (2011), EC-LAB Software: Techniques and Applications. Version 10.1x. Fevereiro, Disponível em: <https://www.egr.msu.edu/~scb-group-web/blog/wp-content/uploads/2012/07/EC-Lab-software-Techniques-and-Applications-manual.pdf>
- Cheng, Y., Asad H., Chen, E., Ma, G., Li, Z. (2018), *Simulation of a novel capacitive sensor for rebar corrosion detection*. Construction and Building Materials. 174: 613–624. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.04.133>
- Chen, Y., Tang, F., Tang, Y., O’Keefe, M. J., Chena, G. (2017), *Mechanism and sensitivity of Fe-C coated long period fiber grating sensors for steel corrosion monitoring of RC structures*. Corrosion Science. 127: 70–81. <https://doi.org/10.1016/j.corsci.2017.08.021>
- Calvo Valdés, A., Farias Medeiros, M. H., de Jesus Roque, P. (2017). *Sensores de corrosão para monitoramento de pontes e viadutos de concreto armado. Primeira etapa – Testes em solução aquosa*. Revista De Engenharia E Pesquisa Aplicada, 2(3). <https://doi.org/10.25286/rep.v2i3.689>
- Calvo Valdés, A. (2018), “*Sensores de corrosão para monitoramento de pontes e viadutos de concreto armado*”. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-graduação de Engenharia de Construção Civil – PPGCEC. Universidade Federal do Paraná, Setor de Tecnologia, Curitiba.

- Cascudo, O. (1997), “*O controle da corrosão de armaduras em concreto. Inspeção e técnicas eletroquímicas*”. Capítulo 2: Corrosão de armaduras em concreto. p 39-61. Capítulo 8: Potenciais de corrosão p 137-153. Primeira versão 1997.
- Capraro, A. P. B., Gervasio, S., Medeiros, M. H. F., Hoppe Filho, J., Braganca, M., Oliveira, I. (2016), “*Avaliação dos mecanismos de corrosão de concretos contaminados com diferentes teores de pirita (FeS<sub>2</sub>)*”, in: Anais do 58o Congresso Brasileiro de Concreto (58o CBC 2016). Instituto Brasileiro do Concreto – IBRACON. Belo Horizonte/MG, 1–16.
- Capraro, A. P. B., Macioski, G., Medeiros, M. H. F. (2021), *Effect of aggregate contamination with pyrite on reinforcement corrosion in concrete*. Engineering Failure Analysis. 120: 1350-6307. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2020.105116>
- Crauss, C. (2010), “*Penetração de cloretos em concretos com diferentes tipos de cimento submetidos a tratamento superficial*”. Dissertação de mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil Universidade Federal de Santa Maria. 31 de agosto de 2010.
- De Lacerda, M. M., Müller, R. (2015), *Uso de sensor de taxa de corrosão instantânea como técnica de monitoramento da corrosão em estruturas de concreto*. Obra24horas. Acesso em: novembro / 2015. Disponível em: <https://www.obra24horas.com.br/artigos/concreto/uso-do-sensor-de-taxa-de-corrosao-instantanea-como-tecnica-de-monitoramento-da-corrosao-em-estruturas-de-concreto>
- De Lima, Ma. G., Morelli, F. (2004), “*Caracterização da agressividade do ambiente marinho às estruturas de concreto*”. Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Infraestrutura Aeronáutica - ITA, São José dos Campos, SP. p 1-20 2004. Disponível em: [https://semengo.furg.br/images/2004/07\\_2004.pdf](https://semengo.furg.br/images/2004/07_2004.pdf)
- Dotto, J. M. R (2006), “*Corrosão do aço induzida por íons cloreto – uma análise crítica das técnicas eletroquímicas aplicadas ao sistema aço-concreto com ou sem pozolana*”. Dissertação (Doutorado). Escola de Engenharia. Programa de Pós-graduação em Engenharia de Minas, Metalúrgica e de Materiais – PPGEM. Universidade federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre.
- Dong, S.-G., Lin, C.-J., Hu, R.-G., Li, L.-Q., Du, R.-G. (2011), *Effective monitoring of corrosion in reinforcing steel in concrete constructions by a multifunctional sensor*. Electrochimica Acta. 56(4): 1881–1888. <https://doi.org/10.1016/j.electacta.2010.08.089>
- Freire, K. R. R (2005), “*Avaliação do desempenho de inibidores de corrosão em armaduras de concreto*”. Dissertação de mestrado. Programa de Pós-graduação em engenharia de construção civil – PPGCEC. Universidade Federal do Paraná. Curitiba 2005.
- França, Clério Bezerra (2011), “*Avaliação de cloretos livres em concretos pelo método de aspersão de solução de nitrato de prata*”. Dissertação de mestrado. Programa de pós-graduação em Engenharia de Construção Civil. Universidade Católica de Pernambuco. Pró -Reitoria Acadêmica- PRAC.
- Fernandes, K. V., Martenda, P. C. (2015), *Por que os metais sofrem corrosão?* Engenheiro de Materiais. Acesso em: novembro 2015. Disponível em: <http://engenheirodemateriais.com.br/tag/pilha-galvanica/>
- Figueiredo, E. J P., Meira, G. R. (2013), *Boletim Técnico: Corrosão das armaduras de concreto*. Boletín No. 6, Associação Latinoamericana de Controle da qualidade, Patologia e Recuperação da Construção. ALCONPAT Internacional.
- Federal Highway Administration (FHA) (2011). *U.S. Government of Transportation. Bridge preservation guide*. August 2011.
- Feliú, S., González, J. A., Feliú Jr., S., Andrade, M. C. (1990), *Confinement of the electrical signal or in-situ measurement of polarization resistance in reinforced concrete*. ACI Materials Journal. 87 (5):457.

- Frota, W.D.S.; Martins, E. R.; Valerio, P. P. (2018), *Avaliação da difusão de íons cloreto considerando concreto simples constituído por três principais classes de cimento portland convencional*. Sodebras Journal. 13(151): 99-113. doi: <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.12429.64486>
- Godinho, J. P., Oliveira, R. L. N., Capraro, A. P. B., Réus, G. C., Medeiros, M. H. F. (2018), “*Influência das condições de limpeza de barras de aço carbono do concreto armado nas leituras eletroquímicas de densidade de corrente de corrosão e potencial de corrosão*”, in: Anais do 3º Encontro Luso-Brasileiro de Degradação em Estruturas de Concreto (3º DEGRADA), São Carlos/SP, 77–92.
- Godinho, J. P., Zermiani, B. N., Oliveira, R. L. N., Medeiros, M. H. F. (2019), *Comportamento eletroquímico do aço carbono inserido no concreto durante a passivação*. Revista Técnico-Científica do CREA-PR. ISSN 2358-5420 –Edição Especial – Setembro de 2019, 1 - 16.
- Gurdián, H.; García-Alcoel, E.; Baeza-Brotons, F.; Garcés, P.; Zornoza, E. (2014), *Corrosion behavior of steel reinforcement in concrete with recycled aggregates, fly ash and spent cracking catalyst*. Materials (Basel). 7(4), 3176-3197. doi: <https://doi.org/10.3390/ma7043176>
- Gentil, V. (1996), “*Corrosão*”. 3a Edição. Rio de Janeiro. Editora LTC. Capítulo 3: “Potencial de eletrodo”. p 14 – 28.
- Ghods, P., Isgor, O. B., McRae, G. A., Gub, G. P. (2010), *Electrochemical investigation of chloride-induced depassivation of black Steel rebar under simulated service conditions*. Corrosion Science. 52(5): 1649–1659. doi: <https://doi.org/10.1016/j.corsci.2010.02.016>
- Ghods, P., Isgor, O. B., McRae, G., Miller, T. (2009), *The effect of concrete pore solution composition on the quality of passive oxide films on black steel reinforcement*. Cement and Concrete Composites. 31(1): 2–11. doi: <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2008.10.003>
- Hays, G. F. (2020), *Now is the Time*. Director General da World Corrosion Organization. Acesso em: dezembro de 2020. Disponível em: <http://corrosion.org/Corrosion+Resources/Publications/ /nowisthetime.pdf>
- Pei, H., Li, Z., Zhang, J., Wang, Q. (2015), *Performance investigations of reinforced magnesium phosphate concrete beams under accelerated corrosion conditions by multi techniques*. Construction Building Materials. 93: 982-994. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.05.057>
- Hernández, Y., Troconis de Rincón, O., Torres, A., Delgado, S., Rodríguez, J., Morón, O. (2016). *Relación entre la velocidad de corrosión de la armadura y el ancho de fisuras en vigas de concreto armado expuestas a ambientes que simulan el medio marino*. Revista ALCONPAT, 6(3), 272 - 283. <https://doi.org/10.21041/ra.v6i3.152>
- Institut Für Seltene Erden und Strategische Metalle (ISE) (2020), *Preços, ocorrência, extração e uso do Titan*. Acesso em: dezembro de 2020. Disponível em: <https://pt.institut-seltene-erden.de/seltene-erden-und-metalle/strategische-metalle-2/titan/>
- Inaudi, D. (2009), “*Integrated Structural Health Monitoring Systems for Bridges*”. in: Anais do 1o Congresso de Segurança e Conservação de Pontes ASCP'09. Lisboa. 2009.
- Jucá, T. R. P. (2002), “*Avaliação de Cloretos Livres em Concretos e Argamassas de Cimento Portland pelo Método de Aspersão de Nitrato de Prata*”. Universidade Federal de Goiás. Escola Engenharia Civil II.
- Jin, M., Jiang, L., Zhu, Q. (2017), *Monitoring chloride ion penetration in concrete with different mineral admixtures based on embedded chloride ion selective electrodes*. Construction Building Materials. 143: 1-5. 15 julho, 2017. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.03.131>
- Jiang, J. -Y., Wang, D., Chu, H. -Y., Ma, H., Liu, Y., Gao, Y., Shi, J., Sun, W. (2017), *The passive film growth mechanism of new corrosion-resistant steel rebar in simulated concrete pore solution: Nanometer structure and electrochemical study*. Materials (Basel). 10(4): 412. doi: <https://doi.org/10.3390/ma10040412>

- Klassen, R. D., Roberge, P. R. (2008), “*Technique for corrosion monitoring*”. Capítulo 5: Zero resistance ammetry and galvanic sensor. p 111-124.
- Leek, D. S. (1991), *The Passivity of Steel in Concrete*. Quarterly Journal of Engineering Geology. 24:55–66. <https://doi.org/10.1144/GSL.QJEG.1991.024.01.05>
- Lv, H., Zhao, X., Zhan, Y., Gong, P. (2017), *Damage evaluation of concrete based on Brillouin corrosion expansion sensor*, Construction and Building Materials, 143: 387-394, ISSN 0950-0618, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.03.122>
- Mccarter, W. J., Vennesland, Ø. (2004), *Sensor systems for use in reinforced concrete structures*. Construction and Building Materials. 18(6): 351–358. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2004.03.008>
- Medeiros, M. H. F. (2008), “*Contribuição ao estudo da durabilidade de concretos com proteção superficial frente a ação de íons cloretos*”. Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. 2008.
- Medeiros, M. H. F., de Oliveira Andrade, J. J., Helene, P. (2011), “*Durabilidade e Vida Útil das Estruturas de Concreto*”. Capítulo 22, Concreto: Ciência e Tecnologia, Geraldo Cechella Isaia (Editor), © 2011 IBRACON. URL: <http://www.phd.eng.br/wp-content/uploads/2014/07/lc55.pdf>
- Medeiros, M. H. F., Rocha, F. C., Medeiros-Junior, R. A., Helene, P. (2017), *Corrosion potential: influence of moisture, water-cement ratio, chloride content and concrete cover*, Revista IBRACON de Estruturas e Materiais (RIEM). 10 (4):864–885. <https://doi.org/10.1590/s1983-41952017000400005>
- Torres-Luque, M., Bastidas-Arteaga, E., Schoefs, F., Sánchez Silva, M., Osma, J. F. (2014), *Non-destructive methods for measuring chloride ingress into concrete: State-of-the-art and future challenges*. Construction and Building Materials. 68:68-81. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.06.009>
- Marcondes, C. G. N. (2012), “*Adição de nanotubos de carbono em concretos de cimento Portland absorção, permeabilidade, penetração de cloretos e propriedades mecânicas*”. Universidade Federal do Paraná. Setor de Tecnologia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil – PPGCEC. 2012.
- Meira, G. R. (2017), “*Corrosão de Armaduras em Estruturas de Concreto - fundamentos, diagnóstico e prevenção*”. 1ª edição, editora do IFPB, João Pessoa-PB, 2017.
- Macioski, G., de Souza, D. J., Capraro Brandão, A. P., de Medeiros, M. H. F. (2016). *Análisis de la corrosión de barras de acero en función de la variación del pH del medio*. Revista ALCONPAT, 6(3), 223 - 234. <https://doi.org/10.21041/ra.v6i3.153>
- Mota, A. C. M. (2011), “*Avaliação da presença de cloretos livres em argamassas através do método colorimétrico de aspersão da solução de nitrato de prata*”. Dissertação de mestrado. Escola Politécnica da Universidade de Pernambuco, Recife, Brasil.
- Martínez, I., Andrade, C. (2009), *Examples of reinforcement corrosion monitoring by embedded sensors in concrete structures*. Cement and Concrete Composites, 31(8): 545–554. doi: <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2009.05.007>
- Nahali, H., Dhouibi, L., Idrissi, H. (2014), *Effect of phosphate based inhibitor on the threshold chloride to initiate steel corrosion in saturated hydroxide solution*. Construction and Building Materials. 50: 87–94. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.08.054>
- Pérez López, T., Sosa, M. R., Moo-Yam, V. M. J., Chávez, E., Pérez-Quiroz, J. T. (2018). *Análisis de la interfaz concreto-acero en especímenes expuestos a la intemperie e inmersos en agua de mar natural*. Revista ALCONPAT, 8(1), 16 - 29. <https://doi.org/10.21041/ra.v8i1.203>
- Pereira, E. V., Salta, M. M. (2012), “*Monitorização permanente da corrosão em estruturas de betão armado*”. Resultados a longo prazo”, in: Anais do Encontro Nacional BETÃO ESTRUTURAL - BE2012. FEUP, 24-26 de outubro de 2012.

- Pereira, E. V., Figueira, R. B., Salta, M. M. L., Da Fonseca, I. T. E. (2009), *A Galvanic Sensor for Monitoring the Corrosion Condition of the Concrete Reinforcing Steel: Relationship Between the Galvanic and the Corrosion Currents*. Journal of Sensor. 9(11): 8391-8398. doi: <https://doi.org/10.3390/s91108391>; ISSN 1424-8220. 2009.
- Pawlick, L. A., Stoner, G. E., Clemenña, G. G. (1998), *Development of an embeddable reference electrode for reinforced concrete structures*. Contract Research Sponsored by Virginia Transportation Research Council. URL: [https://www.virginiadot.org/vtrc/main/online\\_reports/pdf/99-cr1.pdf](https://www.virginiadot.org/vtrc/main/online_reports/pdf/99-cr1.pdf)
- Park, Z.-T., Choi, Y.-S., Kim, J.-G., Chung, L. (2005), *Development of a galvanic sensor system for detecting the corrosion damage of the steel embedded in concrete structure. Part 2. Laboratory electrochemical testing of sensors in concrete*. Cement and Concrete Research. 35(9): 1814–1819. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2003.11.027>
- Pontes, C. V., Réus, G. C., Araújo, E.C., Medeiros, M. H. F. (2020), *Silver nitrate colorimetric method to detect chloride penetration in carbonated concrete: How to prevent false positives*. Journal of Building Engineering. (34): 101860. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2020.101860>
- Poursae, A. (2016), *Corrosion of Steel in Concrete Structures*. Elsevier, 1st Edition. Amsterdã, Holanda, 2016.
- Pereira, V. G. A. (2001), “*Avaliação do coeficiente de difusão de cloretos em concretos: influência do tipo de cimento, da relação a/c, da temperatura e do tempo de cura*”. Dissertação de mestrado Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil Universidade Federal de Rio Grande do Sul.
- Real, L. V., Oliveira, D. R. B., Soares, T., Medeiros, M. H. F. (2015). *Método colorimétrico por aspersión de nitrato de plata para la evaluación de la penetración de cloruros en concreto: estado del arte*. Revista ALCONPAT, 5(2), 149 - 159. <https://doi.org/10.21041/ra.v5i2.84>
- Romano, P., Brito, P. S. D., Rodrigues, L. (2013), *Monitoring of the degradation of concrete structures in environments containing chloride ions*. Construction and Building Materials. 47: 827–832. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.05.042>
- Ribeiro, V. D., Cunha, T. M. P. (2014), “*Corrosão em Estruturas de Concreto Armado*”. Capítulo 8: Técnicas de avaliação e monitoramento da corrosão em estruturas de concreto armado, p 215.
- Ribeiro, D. V., Helene, P., Cascudo, O., Tutikian, B. F., Sales, A., Souza, C. A. C., Cunha, M. P. T., Lourenco, M. Z., Almeida, F. C. R. (2018), “*Corrosão e Degradação em Estruturas de Concreto: Teoria, Controle e Técnicas de Análise e Intervenção*”. 2a, Elsevier Brasil, Rio de Janeiro-RJ, 2018.
- Rocha, F. C. (2012), “*Leituras de potencial de corrosão em estruturas de concreto armado: influência da relação água / cimento, da temperatura, da contaminação por cloretos, da espessura de revestimento e do teor de umidade do concreto*”. Dissertação de mestrado. Programa de Pós-graduação em engenharia de construção civil – PPGCEC. Universidade Federal do Paraná. Curitiba 2012.
- Rocha, F., Campos, H., de Andrade, T. S., Roquitski, A., Medeiros, M. H. (2014). *Influência da espessura de revestimento e da contaminação por cloretos nas leituras de potencial de corrosão de armaduras*. REEC - Revista Eletrônica De Engenharia Civil, 8(2). <https://doi.org/10.5216/reec.v8i2.26968>
- Raupach M., Schiebl, P. (2001), *Macrocell sensor systems for monitoring of the corrosion risk of the reinforcement in concrete structures*. NDT & E International. 34(6): 435-442. [https://doi.org/10.1016/S0963-8695\(01\)00011-1](https://doi.org/10.1016/S0963-8695(01)00011-1)
- Ribeiro, D. V., Souza, C. A. C., Abrantes, J. C. C. (2015), *Uso da Espectroscopia de Impedância Eletroquímica (EIE) para monitoramento da corrosão em concreto armado*. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais. 8 (4): 529-546. Agosto 2015. <https://doi.org/10.1590/S1983-41952015000400007>

- Sousa, C. D. C. A. (2014), “*Corrosão em estruturas de concreto armado: Teoria, Controle e Métodos de Análise*”. Capítulo 2: Princípios da corrosão eletroquímica., p 13-34.
- Silva, P. N. R. (2017), *Ataque em estruturas de concreto por ação de cloretos*. Acesso em: dezembro 2017. Disponível em: <https://www.axfiber.com.br/single-post/2017/01/12/ataque-em-estruturas-de-concreto-por-a%C3%A7%C3%A3o-de-cloretos>
- Silva, E. P. (2010), “*Avaliação do potencial de corrosão de concretos estruturais produzidos segundo as prescrições da NBR 6118, submetido a ensaio de corrosão acelerado*”. Dissertação (Graduação) -Curso de Engenharia Estrutural e Construção Civil de Fortaleza. Universidade Federal do Ceará. Fortaleza 2010.
- Santos, L. O. (2014), “*Monitoramento e ensaio de Pontes*”. in: Anais do Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas. Rio de Janeiro. p 1-14. 21-23 de Maio del 2014.
- Wu, L., Li, W., Yu, X. (2017), *Time-dependent chloride penetration in concrete in marine environments*. Construction and Building Materials. 152: 406-413. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.07.016>
- Williamson, J., Isgor, O. B. (2016), *The effect of simulated concrete pore solution composition and chlorides on the electronic properties of passive films on carbon steel rebar*. Corrosion Science. 106: 82–95. <http://dx.doi.org/10.1016/j.corsci.2016.01.027>
- Zhang, J., Lui, C., Sun, M., Li, Z. (2017). *An innovative corrosion evaluation technique for reinforced concrete structures using magnetic sensors*. Construction and Building Materials. 135: 68-75. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.12.157>
- Zoghi, M. (2013), “*The International Handbook of FRP composites in civil engineering*”. 1st Edition. CRC Press. ISBN 9780849320132. September 26, 2013. Acesso: Janeiro, 2016. Disponível em: <https://www.crcpress.com/TheInternational-Handbook-of-FRP-CompositesinCivilEngineering/Zoghi/p/book/9780849320132>

## Mapeo de manifestaciones patológicas en revestimientos de mortero (RAF): un estudio de caso en edificios residenciales

R. Dias<sup>1\*</sup> , L. Pagoto<sup>1</sup> , N. Tsutsumoto<sup>2</sup> , C. Fioriti<sup>3</sup> 

\*Autor de Contacto: [rdias07@live.com](mailto:rdias07@live.com)

DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v11i3.538>

Recepción: 18/05/2021 | Aceptación: 09/07/2021 | Publicación: 01/09/2021

### RESUMEN

Este trabajo tuvo como objetivo identificar, mapear y cuantificar las manifestaciones patológicas (BD) en revestimientos de fachadas de mortero (EMR) de 22 edificios residenciales en Fernandópolis-SP, Brasil. Para cuantificar las BDs se utilizaron los métodos de incidencia (M-INC) e intensidad (M-INT), considerando cinco regiones tipificadas de la fachada: muros continuos (1-OCW), alrededor de huecos (2-OOP), parte superior de parapetos y aleros (3-TOP), debajo de balcones/balcones/voladizos (4-BCP) y esquinas/bordes (5-OCE). Se observaron 4351 y 481 BDs por M-INT y M-INC, respectivamente, realizando mapas estándar de degradación. Los BD más frecuentes fueron manchas y grietas. Las regiones más afectadas por M-INT fueron 2-OOP (34,5%), 1-OCW (23,3%) y 4-BCP (21,60%), y para M-INC fueron 1-OCW (39,9%), 3-TOP (29,3%) y 2-OOP (16,6%).

**Palabras clave:** recubrimientos de mortero; anomalías; degradación; patología de la edificación; mapeo de defectos.

**Citar como:** Dias, R., Pagoto, L., Tsutsumoto, N., Fioriti, C. (2021), " Mapeo de manifestaciones patológicas en revestimientos de mortero (RAF): un estudio de caso en edificios residenciales ", Revista ALCONPAT, 11 (3), pp. 88 – 107, DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v11i3.538>

<sup>1</sup>Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira – FEIS/UNESP, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, Brasil.

<sup>2</sup>Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de São Paulo, Campus Avançado Ilha Solteira, SP, Brasil

<sup>3</sup>Universidade Estadual Paulista, Faculdade de Ciências e Tecnologia – FCT/UNESP, Presidente Prudente, Brasil

#### Contribución de cada autor

Para llevar a cabo este trabajo se realizaron los siguientes pasos: diseño de la investigación, revisión de la literatura, recolección de datos, análisis de los resultados obtenidos en el campo, redacción de manuscritos, traducción, revisión de textos y evaluación de la investigación. El autor R. Dias participó en las etapas de diseño de la investigación (50%), revisión de la literatura (50%), recolección de datos (70%), análisis de resultados (50%), redacción (50%), traducción (34%) y revisión del texto (100%). Los autores L. Pagoto y N. Tsutsumoto participaron en las etapas de recolección de datos (15%), análisis de resultados (15%), redacción (25%), traducción (33%) y evaluación de la investigación (15%). El autor C. Fioriti participó en las etapas, participó en las etapas de diseño de la investigación (50%), revisión de la literatura (50%), análisis de resultados (20%) y evaluación de la investigación (70%).

#### Licencia Creative Commons

Los derechos de autor (2021) 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).

#### Discusiones y correcciones posteriores a la publicación

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

## Mapping External Mortar Render (RAF) defects: case study in multi-storey residential buildings

### ABSTRACT

This study aims to identify, map, and quantify the external mortar render (EMR) defects of 22 multi-storey buildings located in the Fernandópolis city, Brazil. Incidence (M-INC) and intensity (M-INT) methods were used to quantify the building defect (BD) of five typified facade regions: continuous wall (1-OCW), around openings (2-OOP), top of parapets and eaves (3-TOP), below balconies, soffits or ledges (4-BCE), and on corners and edges (5-OCE). In addition, three degradation pattern maps were created. We observed 4351 and 481 BDs by M-INT and M-INC, respectively. The most frequent problems were stains and cracks. The most affected regions by M-INT were 2-OOP (34.5%), 1-OCW (23.3%), and 4-BCE (21.6%) while by M-INC were 1-OCW (39.9%), 3-TOP (29.3%), and 2-OOP (16.6%).

**Keywords:** mortar renders; anomalies; degradation; building pathology; mapping defect.

## Mapeamento de manifestações patológicas em revestimentos argamassados de fachada (RAF): estudo de caso em edifícios residenciais

### RESUMO

Este trabalho objetivou identificar, mapear e quantificar as manifestações patológicas (MP) em revestimentos argamassados de fachada (EMR), de 22 prédios residenciais de Fernandópolis-SP, Brasil. Para quantificação das MPs foram empregados os métodos da incidência (M-INC) e intensidade (M-INT), considerando a localização em cinco regiões tipificadas da fachada: paredes contínuas (1-OCW), entorno de aberturas (2-OOP), topo de parapeitos e beirais (3-TOP), abaixo de varandas/sacadas/ressaltos (4-BCE) e cantos/bordos (5-OCE). Observou-se 4351 e 481 BDs pelo M-INT e M-INC, respectivamente, realizando três mapas padrão de degradação. As BDs mais frequentes foram as manchas e fissuras. As regiões mais afetadas pelo M-INT foram 2-OOP (34,5%), 1-OCW (23,3%), e 4-BCE (21,60%), enquanto para o M-INC foram 1-OCW (39,9%), 3-TOP (29,3%) e 2-OOP (16,6%).

**Palavras-chave:** revestimentos de argamassa; anomalias; degradação; patologia das edificações; mapeamento.

### Información Legal

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

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 muros y sus revestimientos influyen en las condiciones de habitabilidad y salud de las edificaciones, por lo que deben ser un elemento que cumpla con los requisitos mínimos de desempeño y vida útil (TERRA, 2001; SILVA et al., 2013). Las anomalías encontradas en los revestimientos de fachadas con mortero (RAF) a menudo tienen varios orígenes, y la presencia de un MP conduce a una disminución en el rendimiento funcional del RAF, causando daños a los usuarios (BAUER, 2017; DORFMAN; PETRUCCI, 1989).

Las fachadas de los edificios presentan un comportamiento diferente debido a su orientación geográfica, por lo que esta distinción de comportamiento se debe a la acción climática (acción del viento, carga solar y lluvia) que afectan a una fachada de manera diferente a otra (FOX et al., 2016). Aún así, se pueden encontrar anomalías de origen térmico en el RAF incluso para aquellas fachadas que no están directamente expuestas a la irradiación solar (sin flujo de calor directo), normalmente identificadas en lugares con presencia de humedad junto con grietas y / o desprendimiento del revestimiento. (TAKEDA; FABRICANTE, 2018).

Existen varias fallas que afectan al RAF, que pueden originarse en diferentes fases de un edificio desencadenadas ya sea por fallas humanas (diseño, construcción, uso y mantenimiento) o efectos climáticos (BAUER, 2017; BAUER et al., 2018). La variación de los efectos climáticos influye en la durabilidad del RAF debido a su interacción constante. En el caso de la temperatura, estas variaciones estacionales y / o diarias pueden generar tensiones internas en el mortero que, con el tiempo, culminarán en la formación paulatina de microgrietas, provocando un descenso en el rendimiento del revestimiento y la consecuente reducción de vida útil (SENTENA et al., 2018).

La radiación solar afecta principalmente a las superficies horizontales y fachadas del edificio, pero, por el contrario, muchos arquitectos y urbanistas prestan más atención a las opciones de diseño, ignorando las actuaciones termofísicas (FABBRI et al., 2020).

Los diversos factores que afectan la durabilidad de los edificios y sus subsistemas, como el RAF, se pueden subdividir en dos categorías: el primero, relacionado con la durabilidad del sistema y el segundo, relacionado con la agresividad del entorno (SOUZA et al., 2018). Dicho esto, los sistemas constructivos de revestimientos exteriores necesitan ser evaluados especialmente en diferentes zonas climáticas (MACIEL; CARVALHO, 2019).

Considerando la distinción de acciones en función de la ubicación geográfica de un edificio, el mapeo de degradación y cualquier otro tipo de anomalía (PM) es una herramienta muy poderosa para ayudar en la construcción de una base de datos entre laboratorio y campo, para transformar datos de investigación en nociones prácticas útiles que se convertirán en inductores de acciones de conservación apropiadas (RODRIGUES, 2014).

A través de los datos recopilados, es posible establecer conexiones entre diferentes partes de una fachada y los tipos de defectos más probables que se producen en el revestimiento de mortero. Estas conexiones se pueden expresar gráficamente a través de "mapas de patrones de degradación" (GASPAR; BRITO, 2005).

Debido a la gran importancia del RAF para la edificación, es necesario estudiar los PM que puedan contribuir a la degradación a lo largo de su vida útil, los cuales tienden a minimizarse cuando se prevé durante el diseño o ejecución del revestimiento (POSTINGHER et al., 2019).

En los últimos años se han realizado diversas investigaciones con el fin de desarrollar y / o mejorar métodos de predicción de la vida útil de los edificios y / o sus sistemas, así como para aportar técnicas de prevención, diagnóstico y rehabilitación de edificios (FLORES-COLEN ; BRITO, 2010; SILVA et al., 2013; VIEIRA et al., 2015; SILVA et al., 2011; CARVALHO et al., 2016; SILVA et al., 2018; CHARISI et al., 2018; SOUZA et al., 2018; FERREIRA et al., 2019; ANSAH et al., 2020; SAVIZ et al., 2020).

En estos estudios, varias variables de los métodos desarrollados se relacionan con los MP encontrados en los edificios de una determinada ubicación o región, sin embargo, el desconocimiento de los profesionales en la cadena productiva se asocia a la ausencia de datos concisos sobre el origen de los problemas patológicos, las formas de manifestación más comunes, así como la ausencia de registro y divulgación de datos, retrasan el desarrollo y mejora de las técnicas de diseño y construcción, no evitando que vuelvan a incurrir en errores repetidos que ocurrieron en el pasado (THOMAZ, 2020).

Así, este trabajo tiene como objetivo identificar, mapear y cuantificar los principales MP que afectan los 22 edificios residenciales de varios pisos en el municipio de Fernandópolis-SP, Brasil, a través de inspecciones de edificios que cumplen con los criterios establecidos.

## 2. PROCEDIMIENTOS

Fernandópolis-SP, Brasil, es un pequeño municipio ubicado en la región noroeste del Estado de São Paulo. El municipio es relativamente nuevo con aproximadamente 82 años de edad (PREFEITURA DE FERNANDÓPOLIS, 2012). Así, los edificios de varios pisos de la ciudad son mucho más jóvenes que su edad y, en consecuencia, también son edificios muy jóvenes, con edades máximas que oscilan entre los 4 y los 34 años. Así, el estudio de caso se llevó a cabo en todos los edificios de viviendas de más de 5 plantas del municipio de Fernandópolis-SP.

Así, el universo muestral de 22 edificios cumple con este criterio, ordenados en diferentes regiones de la ciudad, como se destaca en la Figura 1. Los edificios se denominaron de la A a la Q, y había dos condominios de cuatro y tres torres, que se denominaron A1, A2, A3, A4, L1, L2 y L3, respectivamente. Cabe destacar que, como se seleccionaron todos los edificios del municipio que cumplían con estos requisitos, no se utilizó ninguna técnica ni recomendación para elegir el universo muestral. Los edificios seleccionados tienen sistemas de construcción y arquitectura similares, con variaciones en la forma, dimensión, acabados y elementos arquitectónicos de la fachada, utilizando predominantemente RAF como acabado de la fachada.

### 2.1 Clasificación climática local

Como clasificación típica del clima se utilizó el sistema global de tipos climáticos Köppen-Geiger, ampliamente utilizado en el área de geografía, climatología y ecología (ALVARES et. Al, 2013). Esta clasificación se basa en parámetros específicos para cada región del mundo, por lo que la determinación de los tipos climáticos se realiza considerando la estacionalidad así como los valores promedio mensuales o anuales de temperatura del aire y precipitación.

### 2.2 Encuesta / recopilación de datos

Se adoptó el método práctico y objetivo para el análisis de sistemas de fachada dañados, centrándose exclusivamente en el RAF, por lo que se descuidaron otros elementos arquitectónicos de acabado. La inspección y registro de los MP visibles se realizó a simple vista y con ayuda de binoculares, siguiendo la secuencia de inspección descrita por Antunes (2010), realizando la inspección de izquierda a derecha, de arriba a abajo, piso a piso, tomando cuidado para que se pudieran cubrir todos los niveles y que se pudieran anotar todos los problemas encontrados en el RAF. La información de campo fue debidamente anotada en un formulario de inspección desarrollado específicamente para este trabajo.

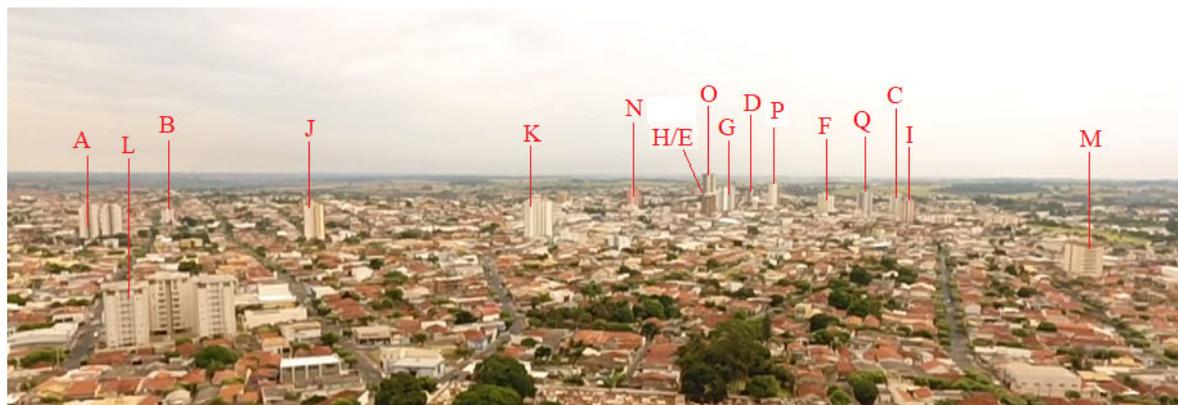


Figura 1. Edificios estudiados (vista panorámica)

### 2.3 Método de incidencia (M-INC) y método de intensidad (M-INT)

Estos métodos fueron utilizados por Segat (2005) en los que se basan en dos formas diferentes de cuantificar los casos patológicos observados. En el método de incidencia, cada MP se cuenta solo una vez por fachada, incluso si ocurre repetidamente, mientras que en el método de intensidad, se cuenta cada MP, independientemente de la cantidad de repetición.

La importancia de esta forma de encuesta y cuantificación se debe a que el primer método (de incidencia) permite resaltar cuáles son los MP más comunes y frecuentes para el espacio muestral, mientras que el segundo (de intensidad) permite obtener más información concisa sobre los que están presentes en mayor cantidad.

### 2.4 Cuantificación de manifestaciones patológicas (MP)

La cuantificación total de cada MP se produjo de forma preliminar de forma unitaria, individualmente para cada tipo, fachada y ubicación. Para M-INT, en presencia de manchas y / o grietas corridas, hasta que no hubo separación física del mismo, aunque se extendiera a más de un piso o incluso a toda la fachada, se cuantificó solo una vez. Si hubo separación física (discontinuidad) se agregó cuántos diputados individuales existían. Como forma de convertir la cuantificación al M-INC y la consiguiente separación de los resultados para cada método, se utilizó la siguiente regla lógica: si la cantidad total de un MP dado que ocurre en una fachada dada es igual o mayor que 1, si su cantidad era igual a 1 y, no obstante, si la cantidad total era igual a 0, se admitía si la cantidad era igual a 0, de modo que, para cada fachada y MP, se contaba 0 MP o 1 MP.

### 2.5 Regiones mecanografiadas de la fachada

Los MPs también se cuantificaron en cada región tipificada de la fachada, es decir, dados por su ubicación. Para asignar la ubicación de los MP, la fachada se dividió en cinco áreas, que son: (1) muros continuos-OCW, (2) alrededor de aberturas-OOP, (3) encima de parapetos y aleros-TOP, (4) debajo de balcones o voladizos-BCP y (5) en esquinas y bordes-OCE, como se muestra en la Figura 2.

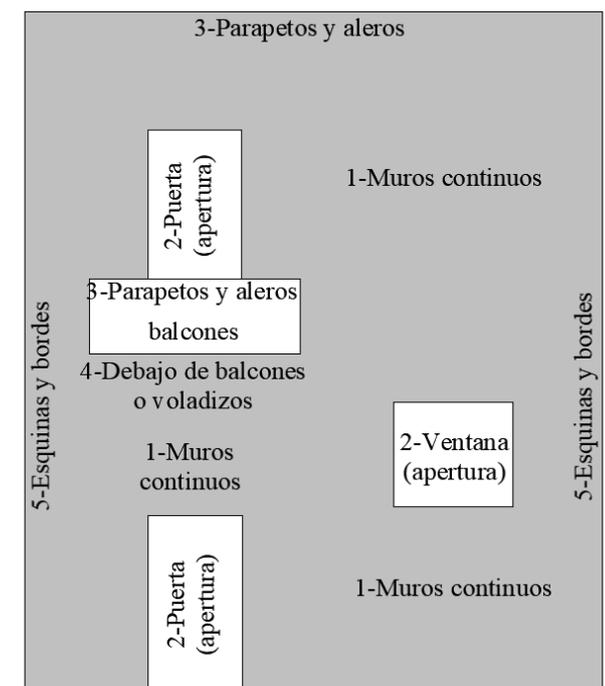


Figura 2. Regiones tipificadas de la fachada  
Fuente: Gaspar y Brito (2005) - modificado por el autor

## 2.6 Delimitación

Las manifestaciones patológicas abordadas se refieren a las que ocurren con mayor frecuencia en los edificios inspeccionados. Así, se excluyen las manifestaciones patológicas menos frecuentes y / o más remotas.

No fue objetivo de este trabajo evaluar los materiales constituyentes del mortero, la traza y proporciones empleadas, el método ejecutivo, las propiedades del mortero y el espesor del revestimiento.

El abordaje de las manifestaciones patológicas encontradas se refiere exclusivamente al EMR, ignorando los defectos encontrados en la pintura y / u otro recubrimiento externo que no sea el mortero.

Si bien las edificaciones inspeccionadas están todas constituidas con una estructura principal en hormigón armado y que el daño a esta estructura puede manifestar manifestaciones patológicas en el revestimiento externo de mortero, estas estructuras y sus posibles manifestaciones patológicas no fueron estudiadas.

## 3. MAPEO DE MPs

El mapeo de los MP observados se llevó a cabo a través de “Mapas de degradación estándar” según lo informado por Gaspar y Brito (2005). Para ello, además de las regiones tipificadas de la fachada, los tipos de MPs objeto de esta investigación fueron: (HC) grieta horizontal, (VC) grieta vertical, (LC) grieta inclinada, (MP) grieta mapeada, (BD) desprendimiento con ampollas, (PD) desprendimiento de placa, (WD) desprendimiento de polvo, (VS) vesículas, (LS) puntos claros, (DS) puntos oscuros y (FA) fantasmas. Cuando se encontraron otros tipos de MP en la RAF, a este se le asignó la designación (OT). Así, con el fin de diferenciar la ubicación de MP similares, se designaron con el número de la región tipificada frente a su tipo, por ejemplo, MPH1 (grieta horizontal tipo MP en la región 1 - muros continuos).

La realización del mapeo consiste en evaluar no solo la ocurrencia de un determinado problema patológico en cada región específica de la fachada, sino también evaluar la importancia de estos problemas, atribuyendo a cada MP un nivel de degradación correspondiente.

En el presente trabajo se realizaron cuatro adaptaciones al método desarrollado por Gaspar y Brito (2005). La primera adaptación se refiere al encuadre de los problemas locales observados en el RAF de las edificaciones estudiadas y el correspondiente nivel de degradación. El segundo, dada la configuración de los edificios estudiados (pocos muros a ras de suelo y muchas plazas de aparcamiento con pilotes), no se observaron problemas patológicos a ras de suelo, lo que motivó un ajuste en las regiones tipificadas de las fachadas. La tercera adaptación se refiere a la evaluación de los resultados por orientación geográfica de fachada y global, siendo que, en el trabajo realizado por Gaspar y Brito (2005), solo se presentan los parámetros globales. El cuarto cambio consiste en la cantidad de mapas producidos, es decir, "mapa de probabilidad", "mapa de sensibilidad" y "mapa de degradación potencial".

### 3.1 Nivel de degradación

Como destacan Gaspar y Brito (2005), el nivel de degradación de las MP se define con un análisis cualitativo, que clasifica las MP en 5 niveles, a saber, Nivel 0 (sin degradación) a Nivel 4 (degradación muy severa), según la Tabla 1.

Tabla 1. Nivel de degradación

Nivel de degradación	Problemas observados	Acción para ser tomada
Nivel 0: sin síntomas (situación deseable)	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ No se observa degradación visual</li> </ul>	No requiere atención
Nivel 1: síntomas muy leves (condición adecuada)	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Tinción superficial ligera, sin presencia de eflorescencias</li> </ul>	Evaluación visual periódica
Nivel 2: síntomas leves de degradación (condición aceptable)	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Grietas lineales (verticales, horizontales o lineales) aisladas o muy espaciadas, con pocas repeticiones a lo largo de la fachada</li> <li>➤ Tinción superficial aguda, con leves signos de eflorescencia o presencia de humedad</li> <li>➤ Presencia localizada de moho o hongos</li> </ul>	Limpieza de superficies mediante cepillado y lavado
Nivel 3: degradación amplia (condición mínima aceptable)	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Grietas lineales intensas (verticales, horizontales o lineales), que ocurren en varias partes, pero espaciadas</li> <li>➤ Grietas mapeadas aisladas</li> <li>➤ Esquinas o bordes dañados</li> <li>➤ Infiltraciones localizadas</li> <li>➤ Manchas de luz (eflorescencias)</li> <li>➤ <i>Fântomes</i></li> <li>➤ Cambio de tono y textura de la superficie</li> </ul>	Reparación y protección
Nivel 4: degradación muy grave (peor condición / no aceptable)	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Grietas lineales muy intensas y poco espaciadas (aglomeradas)</li> <li>➤ Grietas mapeadas agrupadas o con muchas repeticiones</li> <li>➤ Destacamentos</li> <li>➤ Vesículas</li> </ul>	Reemplazo parcial o completo del elemento dañado

Fuente: Gaspar y Brito (2005) - modificado por el autor

### 3.2 Mapa de Probabilidad

Con los datos observados, es posible establecer una conexión entre una región de fachada tipificada y la probabilidad de ocurrencia de algún MP. A partir de esta conexión, se establece una relación probabilística, que puede ser objeto de la elaboración de un “mapa de probabilidad”, que se obtiene mediante el cálculo matemático consonante en la Ecuación (1). El parámetro resultante 0 representa que no hay probabilidad de que ocurra MP, mientras que el parámetro 1 expresa que el caso patológico ciertamente ocurrirá en la región.

$$S_{(G,IT)} = \frac{\sum MP_{RG,IT}}{\sum MP_{G,IT}} \text{ ou } S_{(G,IC)} = \frac{\sum MP_{RG,IC}}{\sum MP_{G,IC}} \quad (1)$$

En que:

$S_{(G)}$  corresponde a la sensibilidad de la fachada a la manifestación de un grupo específico G de MP (varía entre 0 y 1), donde 0 representa ninguna sensibilidad a la formación de MPs al grupo específico y 1 representa completamente sensible a la manifestación de defectos;

$MP_{RG}$  representa la cantidad de todos los MP del grupo G que ocurren en la región R;

R corresponde a la región de incidencia (1 a 5);

$MP_G$  corresponde a la cantidad de todos los MP del grupo G (grietas, manchas o desprendimientos);

IC, IT corresponden a la forma de cuantificación de MP, incidencia e intensidad, respectivamente.

### 3.3 Mapa de Sensibilidad

Además de la probabilidad de ocurrencia del caso patológico, es posible establecer una conexión entre cada región tipificada de la fachada y la posibilidad de aparición de un caso patológico específico. A partir de esta conexión, se establece una relación que expresa qué tan sensible es la región tipificada para un PM específico, en el cual se puede elaborar un "mapa de sensibilidad" o mapa de distribución de PM, que es el objeto de la expresión resultante de la Ecuación (dos). El parámetro resultante con un valor de 0 representa que la región no tiene sensibilidad a la manifestación de este caso patológico, mientras que el valor resultante de 1 representa que la región es totalmente sensible a la manifestación del caso patológico.

$$S_{(G,IT)} = \frac{\sum MP_{RG,IT}}{\sum MP_{G,IT}} \text{ ou } S_{(G,IC)} = \frac{\sum MP_{RG,IC}}{\sum MP_{G,IC}} \quad (2)$$

En que:

$S_{(G)}$  corresponde a la sensibilidad de la fachada a la manifestación de un grupo específico G de MP (varía entre 0 y 1), donde 0 representa ninguna sensibilidad a la formación de MPs al grupo específico y 1 representa completamente sensible a la manifestación de defectos;

$MP_{RG}$  representa la cantidad de todos los MP del grupo G que ocurren en la región R;

R corresponde a la región de incidencia (1 a 5);

$MP_G$  corresponde a la cantidad de todos los MP del grupo G (grietas, manchas o desprendimientos);

IC, IT corresponden a la forma de cuantificación de MP, incidencia e intensidad, respectivamente.

### 3.4 Mapa de Degradación Potencial

Al ponderar los MPs por su correspondiente nivel de degradación, es posible trazar el mapa de potencial de degradación, es decir, qué región está más o menos degradada, de acuerdo con los parámetros de degradación cualitativos resaltados en la Tabla 1, según la Ecuación (3).

$$DP_{(R,IT)} = \frac{\sum MP_{R,IT} \cdot I_{MP,R,IT}}{\sum MP_{IT} \cdot I_{MP,IT}} \text{ ou } DP_{(R,IC)} = \frac{\sum MP_{R,IC} \cdot I_{MP,R,IC}}{\sum MP_{IC} \cdot I_{MP,IC}} \quad (3)$$

En que:

$DP_{(R)}$  corresponde al potencial de degradación de una determinada región de la fachada (varía entre 0 y 1), donde 0 representa ningún potencial y 1 máximo potencial de degradación;

$MP_R$  corresponde a la cantidad de MP que ocurre en la región R;

$I_{MP,R}$  corresponde al nivel de degradación de MP que ocurre en la región R;

R corresponde a la región de incidencia (1 a 5);

MP corresponde a la cantidad de todos los MPs;

$I_{MP}$  corresponde al nivel de degradación general considerando todos los MPs;

IC, IT corresponden a la forma de cuantificación de PM, incidencia e intensidad, respectivamente.

## 4. RESULTADOS

### 4.1 Condiciones climáticas locales

El clima local se clasifica como Aw de acuerdo con la categorización global de los tipos climáticos Köppen y Geiger, por lo que la letra A mayúscula se refiere al Grupo A - Tropical y la letra w minúscula representa el clima de sabana con invierno seco. Con base en los registros de eventos climáticos observados en el período de enero / 2015 a mayo / 2020 proporcionados por los portales climáticos de INMET y CLIMATEMPO, en relación a la temperatura, el clima se caracteriza por altas temperaturas diarias, con picos máximos y mínimos de aproximadamente 40 y 5 ° C, respectivamente. La temperatura media anual obtenida ronda los 25°C, mientras que la amplitud térmica obtenida para el mismo período varía entre 10 y 15°C. Para el mismo período, también se consultaron los datos de precipitación, la presión atmosférica, así como la dirección y velocidad del viento. En cuanto a las precipitaciones, hubo una mayor concentración de precipitación en verano (estación cálida) y menor concentración en invierno (estación fría), caracterizando la estacionalidad como lo destaca la clasificación de Köppen y Geiger. La presión atmosférica local sufre poca variación diaria, destacando los valores promedio de 950 a 960 hPa, con picos máximos de presión atmosférica después de la temporada más seca (invierno), mientras que la mínima la temporada más húmeda (verano). En cuanto a los vientos predominantes, estos están bastante presentes para las direcciones cardinales combinadas con la dirección este y prácticamente inexistentes en las otras direcciones.

### 4.2 Panorama geral das MPs

En total se detectaron 4.351 MP para el método de intensidad y 316 MP para el método de incidencia, sumando todos los tipos, localizaciones y edificaciones. La Tabla 2 muestra la cuantificación total para cada tipo de MP, mientras que la Tabla 3 muestra el resumen general de la cantidad de MP por grupo y el número promedio de repeticiones. La Figura 3 muestra el total de cada edificio. De manera análoga a lo observado por Gaspar y Brito (2005) en el que se encontró que gran parte de las edificaciones (93%) de las fachadas presentaban algún signo de degradación, los PM de este caso de estudio se observaron en total (100%). ) de las muestras.

Utilizando el Método de Incidencia, las mayores ocurrencias fueron grietas y manchas, con igual cantidad y porcentaje, seguidas de desprendimientos, según la Tabla 3. Sobre el mismo tapete, Terra (2001), Padaratz et al. (2002) obtuvieron resultados similares, con mayor representación de grietas, seguidas de manchas y finalmente desprendimientos.

Segat (2005) y Mazer et al. (2013) observaron un predominio de grietas para este método, seguido de desprendimientos y manchas. Un factor a destacar es la ubicación de los estudios en los trabajos mencionados, y en los estudios cuyos resultados fueron similares tienen una característica común, a saber, veranos más calurosos y húmedos. Sin embargo, la diferencia climática no cambió el predominio de grietas para ese método.

Los puntos son mucho más frecuentes que otros parlamentarios. Sin embargo, las manchas y las grietas tienen la misma recurrencia. Realizando una evaluación climatológica regional, además de la dirección preferencial de los vientos, la variación cíclica diaria de temperatura, observada notablemente por la gran amplitud térmica diaria, es un factor muy significativo.

En cuanto a la orientación solar, en relación al Método de Incidencia, las fachadas Este y Norte fueron las que presentaron más problemas, seguidas de las Fachadas Sur y Oeste con prácticamente la misma cantidad y porcentaje. En el trabajo realizado por Mazer et al. (2013) predominaron los problemas en las fachadas norte y oeste, seguidas de las fachadas este y sur. En cuanto al Método de Intensidad, las fachadas este y oeste fueron las más significativas, seguidas de las fachadas norte y sur con prácticamente la misma cantidad y porcentaje. La cantidad de MPs por orientación solar y método se destaca en la Tabla 4. En el trabajo realizado por Antunes (2010) la distribución de los problemas ocurrió en orden descendente en las fachadas Norte, Sur, Oeste y Este, mientras que Consoli (2006) observó mayor ocurrencia en la fachada sur, seguida de las fachadas este, oeste y norte.

En cuanto a la ubicación de los PM por el Método de Intensidad, hubo predominio de manchas cerca de aberturas, cimas y debajo de balcones, balcones o voladizos, mientras que en muros continuos y en esquinas predominaron las grietas. Los resultados obtenidos se acercan a los parámetros encontrados por Gaspar y Brito (2005) y Freitas (2012), aunque la región de estudio se encuentra en clima diferente según la clasificación de Köppen y Geiger, es decir, Fernandópolis-SP (Aw), Lisboa, Alcochete y Tavira (Csa) y Goiania (Aw). Los mismos parámetros y representatividad de los problemas también se verificaron por el Método de Incidencia, a excepción de las manchas en paredes continuas, que superaron los desprendimientos. En las Figuras 4. y 5. se presentan los resultados de ubicación por grupo de MP y ubicación.

Tabla 2. Número de MP por tipo, ubicación y método de cuantificación

<i>MP</i>	<i>CUANTIFICACIÓN A TRAVÉS DE M-INC</i>					<i>CUANTIFICACIÓN A TRAVÉS DE M-INC</i>				
	<i>NORTE</i>	<i>SUR</i>	<i>ESTE</i>	<i>OESTE</i>	<i>MP TOTAL</i>	<i>NORTE</i>	<i>SUR</i>	<i>ESTE</i>	<i>OESTE</i>	<i>MP TOTAL</i>
MPHC1	11	8	13	13	45	52	74	36	53	215
MPHC2	2	0	5	2	9	2	0	8	4	14
MPHC3	6	4	2	3	15	26	18	2	14	60
MPHC4	0	1	2	1	4	0	1	15	45	61
MPHC5	3	0	0	0	3	4	0	0	0	4
MPVC1	5	6	5	1	17	30	19	14	2	65
MPVC2	3	1	5	1	10	5	2	43	14	64
MPVC3	1	1	1	1	4	1	7	1	3	12
MPVC4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
MPVC5	5	3	2	2	12	15	6	4	7	32
MPLC1	4	7	8	5	24	21	66	30	18	135
MPLC2	1	1	5	3	10	4	2	80	35	121
MPLC3	3	2	1	1	7	4	3	2	1	10
MPLC4	2	1	0	0	3	13	100	0	0	113
MPLC5	0	0	0	2	2	0	0	0	3	3
MPMC1	6	6	9	7	28	72	8	30	57	167
MPMC2	1	1	1	0	3	1	4	1	0	6
MPMC3	1	1	1	1	4	1	1	2	4	8

MPMC4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
MPMC5	2	1	1	2	6	12	2	2	10	26
MPLS1	2	5	2	2	11	6	32	7	20	65
MPLS2	0	0	0	1	1	0	0	0	1	1
MPLS3	0	0	1	1	2	0	0	1	9	10
MPLS4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
MPLS5	1	1	0	0	2	8	1	0	0	9
MPDS1	7	7	8	10	32	45	67	134	37	283
MPDS2	7	10	12	9	38	298	261	442	271	1272
MPDS3	21	21	22	22	86	148	135	166	195	644
MPDS4	5	6	8	5	24	108	61	327	269	765
MPDS5	4	1	2	2	9	16	4	2	4	26
MPFA1	0	0	1	0	1	0	0	3	0	3
MPFA2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
MPFA3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
MPFA4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
MPFA5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
MPBD1	0	0	2	1	3	0	0	2	1	3
MPBD2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
MPBD3	0	1	0	0	1	0	8	0	0	8
MPBD4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
MPBD5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
MPPD1	0	1	3	1	5	0	2	4	1	7
MPPD2	1	0	1	0	2	3	0	1	0	4
MPPD3	0	1	0	1	2	0	1	0	1	2
MPPD4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
MPPD5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
MPWD1	6	3	6	4	19	14	3	20	26	63
MPWD2	0	3	0	1	4	0	15	0	1	16
MPWD3	3	5	4	3	15	4	11	9	9	33
MPWD4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
MPWD5	0	1	0	1	2	0	1	0	3	4
MPVS1	1	1	4	1	7	1	1	4	1	7
MPVS2	0	1	0	1	2	0	1	0	1	2
MPVS3	3	0	2	0	5	3	0	3	0	6
MPVS4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
MPVS5	1	0	0	0	1	1	0	0	0	1
MPOT2	1	0	0	0	1	1	0	0	0	1
<b>Total da Fachada</b>	<b>119</b>	<b>112</b>	<b>139</b>	<b>111</b>	<b>481</b>	<b>919</b>	<b>917</b>	<b>1395</b>	<b>1120</b>	<b>4351</b>

Tabela 3. Número de MP por grupo y método de cuantificación

GRUPO MP	M-INT		M-INC		CANTIDAD PROMEDIO DE REPETICIONES (M-INT / M-INC)
	ABSOLUTO	RELATIVO	ABSOLUTO	RELATIVO	
<i>Grietas</i>	1116	25,65%	206	42,83%	5,42
<i>Desprendimiento</i>	156	3,59%	68	14,14%	2,29
<i>Manchas</i>	3078	70,74%	206	42,83%	14,94
<i>Otros MPs</i>	1	0,02%	1	0,21%	1,00
<b>Total</b>	<b>4351</b>	<b>100,00%</b>	<b>481</b>	<b>100,00%</b>	<b>-</b>

Tabela 4. Número de MP por orientación solar y método de cuantificación

FACHADA	M-INC		M-INT	
N	119	24,74%	919	21,12%
S	112	23,28%	917	21,08%
L	139	28,90%	1395	32,06%
O	111	23,08%	1120	25,74%
<b>TOTAL</b>	<b>481</b>	<b>100,00%</b>	<b>4351</b>	<b>100,00%</b>

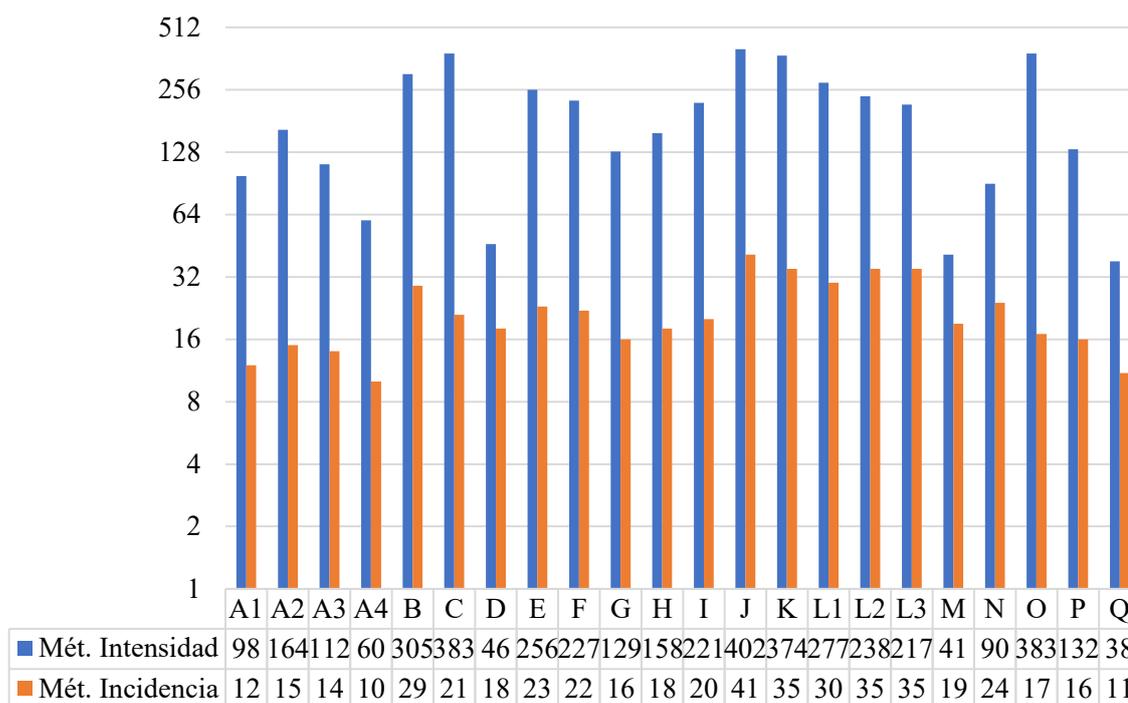


Figura 3. Número de MP por edificio y método de cuantificación

### 4.3 Probabilidad de ocurrencia de MP y su potencial de degradación

La probabilidad de ocurrencia de defectos en cada región tipificada del edificio se presenta en las Figuras 6 y 7, para cada orientación solar específica y general, para los Métodos de Intensidad e Incidencia. Los valores de la derecha indican el nivel medio de degradación para cada región tipificada de la fachada. En general, para ambos métodos de cuantificación, la mayor probabilidad de ocurrencia de PM ocurre en las Regiones 1 - en muros continuos, Región 2 - alrededor de aberturas y Región 3 - en la parte superior (parapetos y aleros), como lo observaron Gaspar y Brito (2005), Antunes (2010), Freitas (2012) y Souza et al. (2019). Sin embargo, los niveles de degradación también fueron más significativos en estas regiones. La excepción a los parámetros obtenidos por Gaspar y Brito (2005) se refieren a los niveles de degradación en la Región 2 y la Región 4 que fueron más significativos en este estudio.

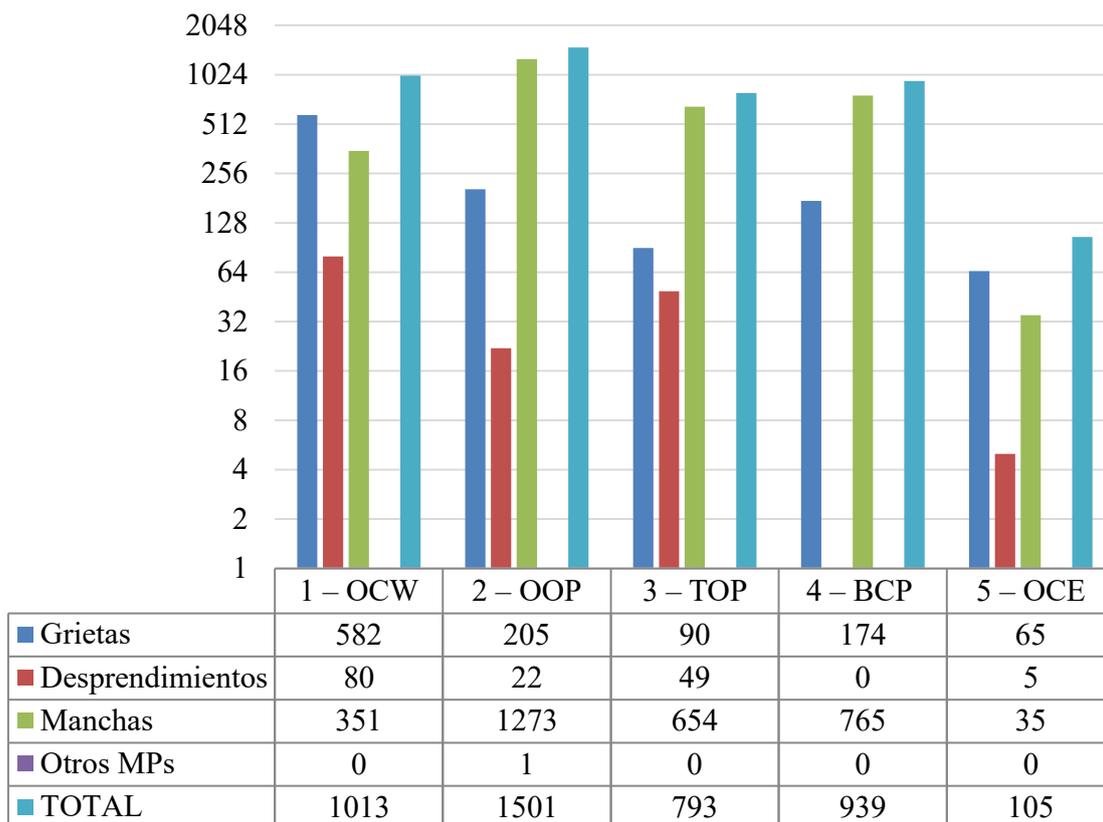


Figura 4. Ubicación de MP por grupo y ubicación - Método de intensidad

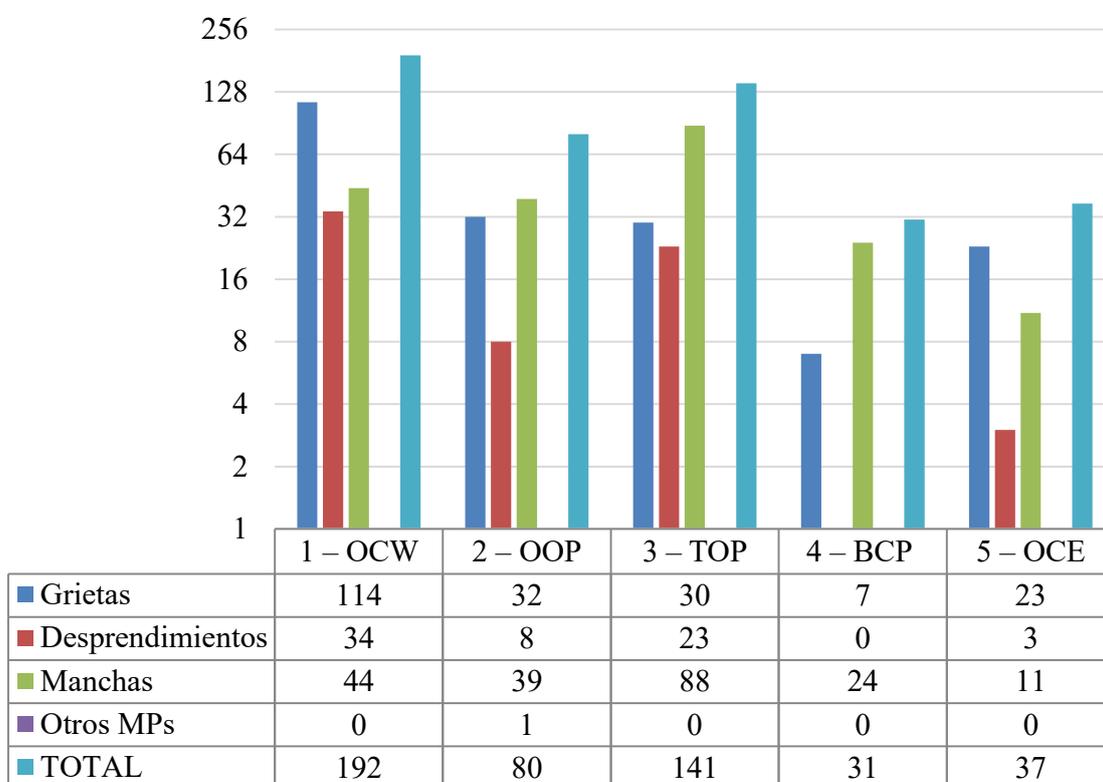


Figura 5. Ubicación de MP por grupo y ubicación - Método de incidencia

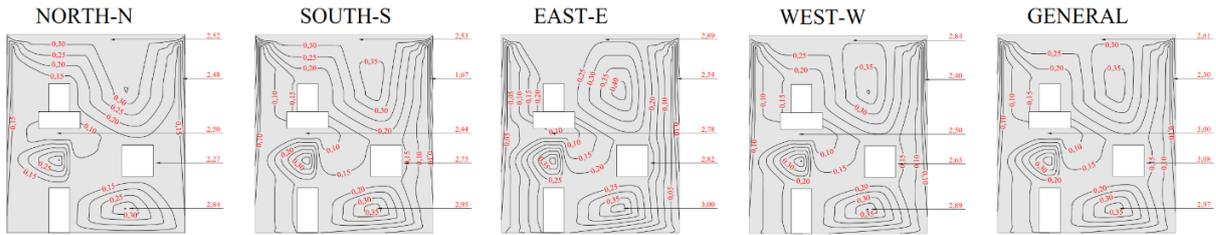


Figura 6. Mapa de probabilidad de ocurrencia de PM - Método de incidencia  
 NOTA: los valores de la derecha representan el nivel medio de degradación de cada región tipificada

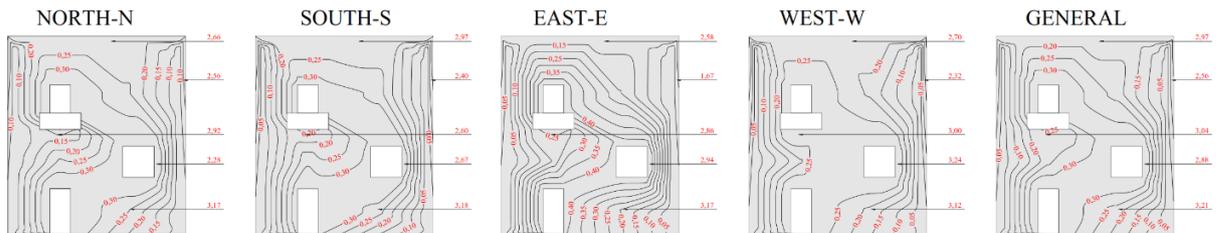


Figura 7. Mapa de probabilidad de ocurrencia de PM - Método de intensidad  
 NOTA: los valores de la derecha representan el nivel medio de degradación de cada región tipificada

En general, existen diferencias muy importantes entre los resultados de cada método aplicado en la cuantificación para determinar el Potencial de Degradación (DP). Esto ocurre, por tanto, la recurrencia de efectos para cada método específico ocurre de manera diferente, es decir, uno por el número total de repeticiones y el otro por el número de veces que ocurre, sin considerar las repeticiones para la misma fachada. Por tanto, se puede identificar la potenciación de los efectos para cada método y MP. Por ejemplo, como se destaca en la Tabla 3, aunque existe la misma recurrencia para manchas y grietas, existe un número mucho mayor de repeticiones de las manchas contra las grietas, de ahí la importancia de considerarlas de forma independiente y, no obstante, interpretar sus resultados.

En este tapete, considerando todas las orientaciones solares, existe mayor potencial de degradación en la Región 1 - en muros continuos, que en la Región 3 - en la parte superior (parapetos y aleros) para el Método de Incidencia. En cuanto al Método de Intensidad, existe un mayor potencial de degradación en la Región 2 - alrededor de las aberturas, seguida de la Región 1 - en muros continuos. Gaspar y Brito (2005) también observaron una degradación más importante en la Región 1, en paredes continuas.

El Potencial de Degradación (DP) en cada región tipificada del edificio se presenta en las Figuras 8 y 9, para cada orientación solar específica y general, para los Métodos de Intensidad e Incidencia.

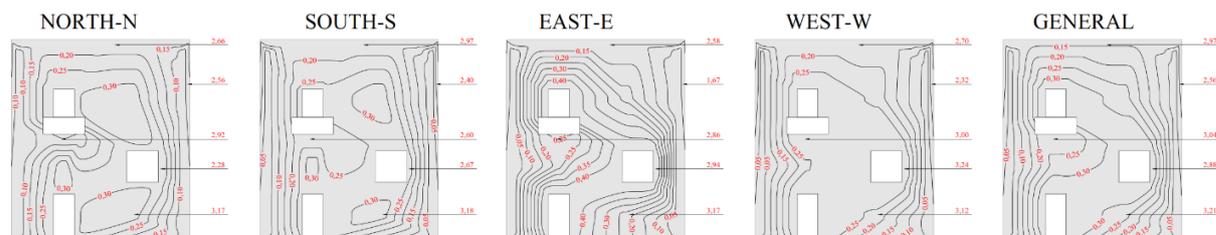


Figura 8. Mapa potencial de degradación de la región - Método de incidencia  
 NOTA: los valores de la derecha representan el nivel medio de degradación de cada región tipificada

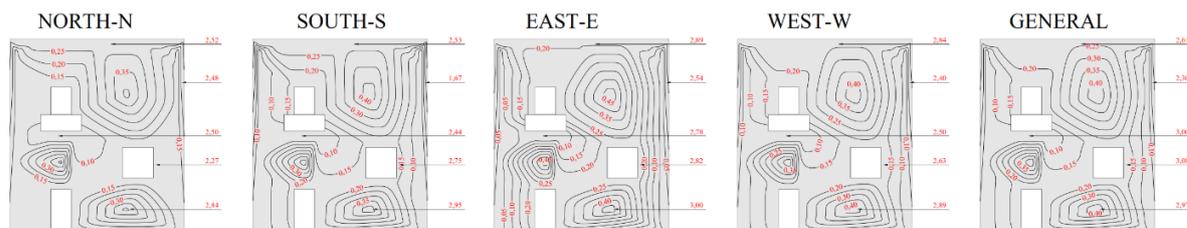


Figura 9. Mapa potencial de degradación de la región - Método de intensidad  
 NOTA: los valores de la derecha representan el nivel medio de degradación de cada región tipificada

#### 4.4 Sensibilidad a la formación de MP

La sensibilidad a la formación de MP se refiere a la sensibilidad de cada región tipificada a la formación de un tipo específico de MP, que se presenta en el “Mapa de Sensibilidad”.

##### 4.4.1 Sensibilidad a la formación de Grietas

En orden descendente, existe una mayor predisposición a la formación de grietas en las Regiones 1, 2 y 5. Las matrices de cemento se ven fácilmente afectadas por movimientos higrotérmicos debido a importantes variaciones de temperatura y humedad. En presencia de grandes masas o restricciones de deformación, el agrietamiento es inevitable si el mortero utilizado no tiene propiedades específicas para este propósito.

En el presente estudio de caso se observó un amplio rango de temperatura diaria (alrededor de 15°C), variaciones cíclicas de humedad y presión atmosférica con pequeñas variaciones diarias y estacionales (prácticamente constantes por un corto período). Estas particularidades ciertamente contribuyen al movimiento higrotérmico del RAF, especialmente en los muros continuos, que están restringidos a la libre deformación por el propio mortero, además de representar la mayor superficie expuesta, por lo tanto, más sujeta a los efectos de la temperatura y la humedad, justificando ser la región más afectada.

Cabe señalar también que, aunque no existiera una amplitud térmica diaria tan importante, las temperaturas entre RAF y el aire son diferentes y, en presencia de presión atmosférica constante, hay un aporte a la condensación del vapor de agua en el interior de la matriz del mortero. , además, provocando movimientos higrotérmicos.

Las fisuras presentes en estas regiones tienden a tener niveles de degradación por encima de 2,00, destacando niveles medios por encima de 3,00, que es el mínimo aceptable. Esta observación también fue reportada por Gaspar y Brito (2005), Antunes (2010), Freitas (2012) y Souza et al. (2019). En las Figuras 10. y 11. Se presentan los mapas de sensibilidad a la formación de grietas para los dos métodos de cuantificación.

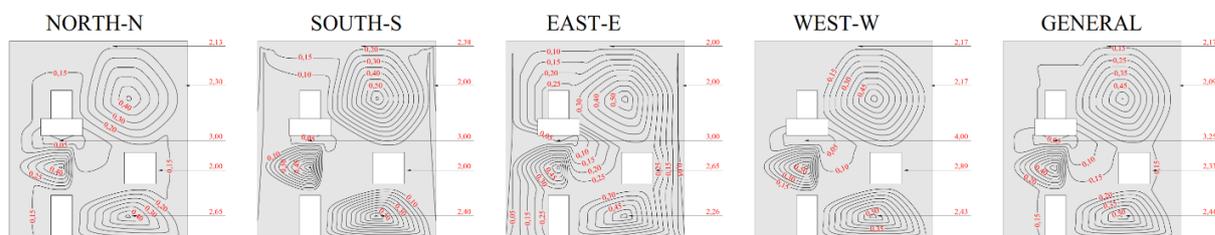


Figura 10. Sensibilidad a la formación de grietas - Método de incidencia  
 NOTA: los valores de la derecha representan el nivel medio de degradación de cada región tipificada

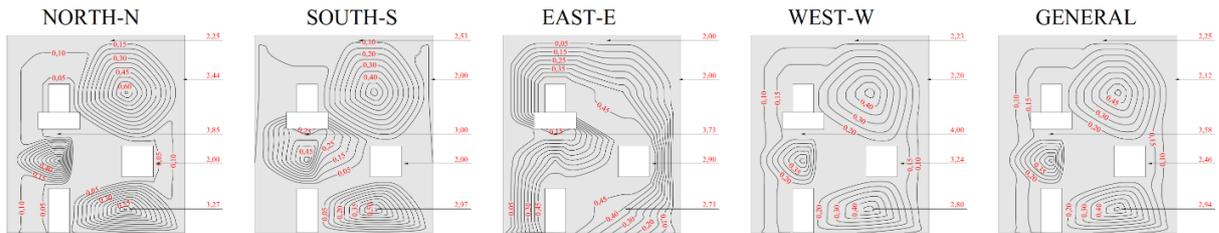


Figura 11. Sensibilidad a la formación de grietas - Método de intensidad  
 NOTA: los valores de la derecha representan el nivel medio de degradación de cada región tipificada

#### 4.4.2 Sensibilidad a la formación de manchas

En orden descendente, existe una mayor predisposición a la formación de manchas oscuras en las Regiones 3, 1 y 2. Las manchas claras son poco frecuentes y recurrentes, por lo que existe un gran predominio de las manchas oscuras. Hay demasiadas manchas en las fachadas con una orientación solar frente a las dimensiones del viento predominante (combinado con la dirección cardinal este). Esta situación puede ser un indicio de que el aire atmosférico de la región puede tener una gran cantidad de partículas sólidas en suspensión y de ahí la "fácil sensibilidad" a esta predisposición. Las regiones mencionadas tienen particularidad y similitud en cuanto a los mecanismos de acción en la formación de MP y, sin embargo, existe el mismo tipo de sensibilidad. Gaspar y Brito (2005) reportaron esta sensibilidad debido a la acción de la lluvia dirigida, especialmente aquellas que están mal protegidas por techos y aleros. Ninguno de los edificios estudiados tiene revestimientos adicionales de los paneles de fachada y esta situación también puede ser una indicación de la motivación de tal problema. Las figuras 12. y 13. muestran los mapas de sensibilidad para la formación de manchas, para cada método de cuantificación utilizado.

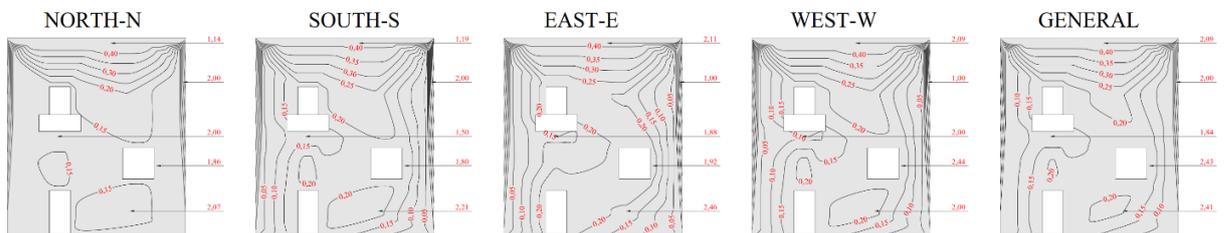


Figura 12. Sensibilidad a la formación de manchas - Método de incidencia  
 NOTA: los valores de la derecha representan el nivel medio de degradación de cada región tipificada

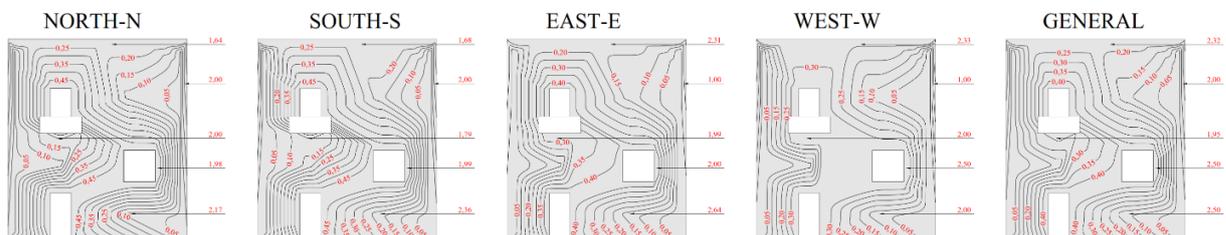


Figura 13. Sensibilidad a la formación de manchas - Método de intensidad  
 NOTA: los valores de la derecha representan el nivel medio de degradación de cada región tipificada

#### 4.4.3 Sensibilidad a la formación de desprendimientos

La predisposición a la formación de desprendimientos está más presente en las Regiones 1, 3 y 2. Esta condición también fue verificada por Antunes (2010) y Souza et al. (2019). El

desprendimiento presente en todas las regiones más sensibles son aquellas con polvo. Esta PM se produce por varios motivos, pero algo muy específico que merece atención es su aplicación a altas temperaturas. Según un relevamiento del clima local, las temperaturas en la región son normalmente altas en todas las épocas del año, además de tener un rango de temperatura diario alto en torno a los 15°C. Por tanto, esta condición a la hora de aplicar o mejorar la propiedad del mortero para eliminar estos efectos es algo relevante que hay que tener en cuenta.

Paralelamente al desprendimiento, las fisuras son más recurrentes y frecuentes también en la Región 1 que, cuando están presentes, contribuyen a la acumulación de agentes agresivos en esta ubicación, favoreciendo la potencialización de problemas traducidos en formación de desprendimientos (mayor posible degradación).

Además del desprendimiento pulverulento, también predomina el desprendimiento de vesículas y placa, manifestaciones que se asocian comúnmente a reacciones expansivas tardías, ya sea por deficiencia en la composición de la traza de mortero o por presencia de impurezas. Cabe señalar que estos MP en la vecindad de las Regiones 2 y 3 ocurren en lugares supuestamente más húmedos y con predominio de tinciones superficiales.

En las Figuras 14. y 15 se presentan los mapas de sensibilidad para la formación de desplazamientos, para cada región tipificada de la fachada y método de cuantificación.

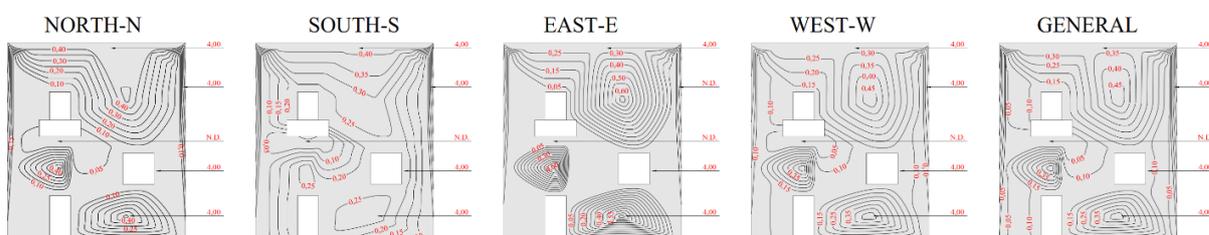


Figura 14. Sensibilidad a la formación de desprendimientos - Método de incidencia  
 NOTA: los valores de la derecha representan el nivel medio de degradación de cada región tipificada

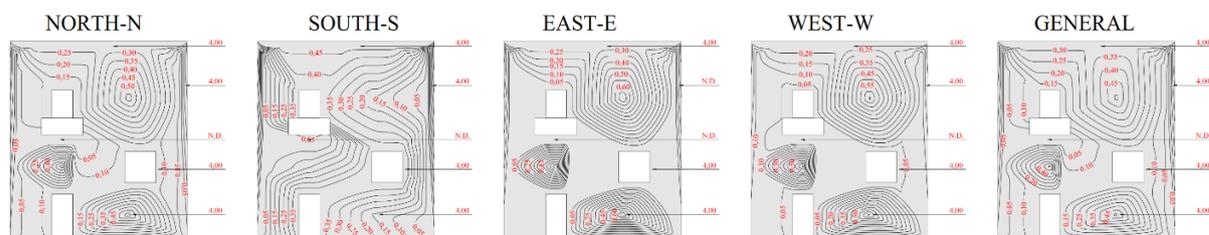


Figura 15. Sensibilidad a la formación de desprendimientos - Método de intensidad  
 NOTA: los valores de la derecha representan el nivel medio de degradación de cada región tipificada

## 5. CONCLUSIONES

A la vista de los resultados obtenidos, se observaron algunas conclusiones destacando los parámetros de clima y MPs:

El clima local se caracteriza por una gran amplitud térmica diaria (del orden de 15°C) en promedio;

- El aumento de la humedad y las lluvias acompañan a la estación más calurosa (verano);
- Los vientos son más frecuentes y rápidos en las direcciones cardinales combinadas con la dirección Este (E);
- La presión atmosférica local es prácticamente constante en todas las estaciones del año;

- Hay una disminución de la humedad relativa del aire al mismo tiempo que la disminución de las temperaturas diarias, con un clima más seco en invierno y un clima más húmedo en verano;
- En todos los edificios observados, se encontró la presencia de MP;
- Existe la misma recurrencia de manchas y grietas, sin embargo, las manchas se repiten de manera más significativa, siendo luego más intensas en comparación con las grietas;
- Los destacamentos son menos recurrentes y frecuentes que los otros parlamentarios estudiados en este estudio de caso;
- La cuantificación de MPs considerando dos métodos distintos, a saber, el Método de Incidencia y el Método de Intensidad demostró ser bastante eficaz;
- Comparar la cantidad de PM's entre un método de cuantificación y otro nos permite observar aquellos que son más recurrentes y con más repeticiones de problemas, indicando la posibilidad de problemas ubicados en edificios específicos;
- Se observó la misma recurrencia de manchas y grietas, aunque las manchas se repiten con mucha más significación, provocando una cantidad excesivamente alta de manchas, que predominan en el sentido Este y Oeste;
- Existe una fuerte evidencia de que la dirección local de los vientos (combinada con la dirección cardinal este) favorece la formación de manchas para estas fachadas;
- El amplio rango de temperatura diaria es también otro fuerte indicio de que el clima local favorece la formación de grietas y desprendimientos, ya sea por movimientos higrotérmicos o incluso por la temperatura a la que se aplica el mortero;
- Los resultados fueron más similares a los estudios con climas de la misma particularidad (invierno seco y verano húmedo);
- Relativamente al número de problemas, dado el número de repeticiones de manchas en las direcciones Este y Oeste, para el Método de Intensidad hubo una mayor cantidad de anomalías en las fachadas antes mencionadas, seguido de las fachadas Norte y Sur, mientras que para la Incidencia Método, el predominio fue en la fachada Este, seguida de la Norte, Sur y Oeste.
- En cuanto a las regiones tipificadas de la fachada, se observó una mayor probabilidad de ocurrencia de PM en las Regiones 1, 2 y 3 que en las Regiones 2, 4 y 5;
- El potencial de degradación de cada una de las regiones varía según el método, cabe señalar que las degradaciones más significativas se encuentran en las Regiones 1, 2 y 3;
- Las Regiones 1, 2 y 5 fueron más sensibles a la formación de grietas y fisuras que las otras regiones;
- En las Regiones 3, 1 y 2, hay mayor sensibilidad a la formación de manchas que en las otras Regiones;
- En las Regiones 1, 3 y 2, se observó una mayor sensibilidad a la formación de desprendimientos que en las otras Regiones;

## 6. AGRADECIMIENTOS

La empresa Dias & Cardozo por financiar los gastos de realización de esta investigación, una iniciativa privada muy importante en el fomento de la investigación.

## 7. REFERENCIAS

Alvares, C. A., Stape, J. L., Sentelhas, P. C., de Moraes Gonçalves, J. L., Sparovek, G. (2013), *Köppen's climate classification map for Brazil*. Meteorologische Zeitschrift. 22(6):711-728. <https://www.doi.org/10.1127/0941-2948/2013/0507>.

- Ansah, M. K., Chen, X., Yang, H., Lu, L., Lam, P. T. I. (2020), *An integrated life cycle assessment of different façade systems for a typical residential building in Ghana*. Sustainable Cities and Society. 53:1-13. <https://doi.org/10.1016/j.scs.2019.101974>.
- Antunes, G. R. (2010), “*Estudo de manifestações patológicas em revestimentos de fachada de Brasília – Sistematização da incidência de casos*”, Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília.
- Bauer, L. A. F. (2017), “*Materiais de Construção*”. Volume 2. 5ª ed. Revisada. LTC Editora. Rio de Janeiro. 538p.
- Bauer, E., Milhomem, P. M., Aidar, L. A. G. (2018), *Evaluating the damage degree of cracking in facades using infrared thermography*. Journal of Civil Structural Health Monitoring. 8:517-528. <https://doi.org/10.1007/s13349-018-0289-0>.
- Carvalho, C. G., Flores-Colen, I. e Faria, P. (2015), *Rehabilitation of renders of old buildings in Portugal: Survey, supporting methodology proposal and case study*. Structural Survey. 33(4/5):337-353. <https://doi.org/10.1108/SS-04-2015-0024>.
- Charisi, S., Thiis, T. K., Stefansson, P., Burud, I. (2018), *Prediction model of microclimatic surface conditions on building façades*. Building and Environment. 128:46-54. <https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2017.11.017>.
- Consoli, O. J. (2006), “*Análise da durabilidade dos componentes das fachadas de edifícios sob a ótica do projeto arquitetônico*”, Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina.
- Dorfman, G., Petrucci, H. M. C. (1989), “*Recomendações para fachadas com vistas a sua maior durabilidade e facilidade de manutenção*”, Simpósio Sobre Patologia das Edificações, CPGEC/UFRGS, Porto Alegre: RS(BR), pp. 251-261.
- Fabbri, K., Gaspari, J., Bartoletti, S., Antonini, E. (2020), *Effect of facade reflectance on outdoor microclimate: An Italian case study*. Sustainable Cities and Society. 54:1-12. <https://doi.org/10.1016/j.scs.2019.101984>.
- Ferreira, C., Canhoto, L., Silva, A., Brito, J. (2019), *Stochastic Petri-net models to predict the degradation of ceramic claddings*. Building Research & Information. 47(6):697-715. <https://doi.org/10.1080/09613218.2018.1501873>.
- Flores-Colen, I. e Brito, J. (2010), *A systematic approach for maintenance budgeting of buildings façades based on predictive and preventive strategies*. Construction and Building Materials. 24(9):1718-1729. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.02.017>.
- FREITAS, J. G. (2012), “*A influência das condições climáticas na durabilidade dos revestimentos de fachada: estudo de caso na cidade de Goiânia-GO*”, Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás.
- Gaspar, P., Brito, J. (2005), *Mapping defect sensitivity in external mortar renders*. Construction and Building Materials. 19(8):571-578. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2005.01.014>.
- Maciel, A. C. F., Carvalho, M. T. (2019), *Operational energy of opaque ventilated façades in Brazil*. Journal of Building Engineering. 25:1-10. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2019.100775>.
- Mazer, W., Silva, L. M. R., Lucas, E., Santos, F. M. C. (2016), *Evaluation of pathological manifestations in buildings in terms of geographical orientation*. Revista ALCONPAT. 6(2):145-156. <https://doi.org/10.21041/ra.v6i2.135>.
- Padaratz, I. J., Canova, J. A., de Mori, L. M., Botter, R. R. (2002), “*Incidências patológicas em fachadas e áreas comuns de edificações para ensino - caso do campus da Universidade Estadual de Maringá*”, Encontro Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído, Foz do Iguaçu: PR(BR), pp. 1453–458.

- Postinger, C. M., Kremer, B. M., Rossatto, F. C., Pacheco, F., Christ, R. (2019), “*Avaliação das manifestações patológicas em revestimentos argamassados externos com VANT: estudo de caso em edificação multifamiliar do município de Garibaldi-RS*”, XV Congresso Latinoamericano de Patología de Construcción y XVII Congreso de Control de Calidad en la Construcción, CONPAT. 2:1-15. <https://doi.org/10.21041/CONPAT2019/V2PAT296>.
- Prefeitura de Fernandópolis (2012), “*Fernandópolis – nossa história nossa gente*”. Vol. II. Ed. Anglo. Santo Amaro.
- Rodrigues, J. D. (2014), *Defining, mapping and assessing deterioration patterns in stone conservation projects*. *Journal of Cultural Heritage*. 16(3):267-275. <https://doi.org/10.1016/j.culher.2014.06.007>.
- Saviz, M., Luc E, C., Saeed, M. M. (2020), *Design strategies using multi-criteria decision-making tools to enhance the performance of building façades*. *Journal of Building Engineering*. 30:1-28. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2020.101274>.
- Segat, G. T. (2005), *Manifestações patológicas observadas em revestimentos de argamassa: estudo de caso em conjunto habitacional popular na cidade de Caxias do Sul (RS)*, Dissertação (Mestrado Profissionalizante em Engenharia), Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- Sentena, J. A. A., Kazmierczak, C. de S., Krein, L. A. (2018), *Degradação de revestimentos de argamassa com finos de resíduos de concreto por ciclos térmicos*. *Ambiente Construído*. 18(1):211-224. <https://doi.org/10.1590/s1678-86212018000100217>.
- Silva, A. Dias, J. L., Gaspar, P. L., Brito, J. (2013), *Statistical models applied to service life prediction of rendered façades*. *Automation in Construction*. 30:151-160. <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2012.11.028>.
- Silva, A., Brito, J. de, Gaspar, P. L. (2011), *Service life prediction model applied to natural stone wall claddings (directly adhered to the substrate)*. *Construction and Building Materials*. 25(9): 3674-3684. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.03.064>.
- Silva, A., Brito, J., Gaspar, P. L. (2018), *A comparative multi-criteria decision analysis of service life prediction methodologies for rendered façades*. *Journal of Building Engineering*. 20:476-487. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2018.08.009>.
- Souza, J. Silva A., Brito, J. Bauer, E. *Service life prediction of ceramic tiling systems in Brasilia-Brazil using the factor method*. *Construction and Building Materials*. 192:38-49. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.10.084>.
- Souza, J. S., Piazzarollo, C. B., Bauer, E. (2019), “*Degradação nas diferentes zonas de fachadas em sistemas de revestimento*”, Simpósio Brasileiro de Tecnologia das Argamassas, XIII STBA, Goiania: GO(BR), pp. 136-144.
- Takeda, O. T., Mazer, W. (2018), *Potential of thermographic analysis to evaluate pathological manifestations in façade cladding systems*. *Revista ALCONPAT*. 8(1):38-50. <https://doi.org/10.21041/ra.v8i1.181>.
- Terra, R. C. (2001), “*Levantamento de manifestações patológicas em revestimentos de fachada de edificações da cidade de Pelotas*”, Dissertação (Mestrado em Engenharia), Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- Thomaz, E. (2020), “*Trincas em edifícios: causas, prevenção e recuperação*”. 2. ed. 1ª reimp. São Paulo, Ed. Oficina de Textos.
- Vieira, S. M., Silva, A., Sousa, J. M. C., Brito, J., Gaspar, P. L. (2015), *Modelling the service life of rendered facades using fuzzy systems*. *Automation in Construction*. 51:1-7. <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2014.12.011>.

## Documentación de las manifestaciones patológicas del Pórtico del Bautismo Cultural de Goiânia - monumento histórico *Art Déco*

T. L. Pio Santos<sup>1\*</sup>, P. F. Silva Júnior<sup>1</sup>

\*Autor de Contacto: [taislara.19@gmail.com](mailto:taislara.19@gmail.com)

DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v11i3.531>

Recepción: 19/02/2021 | Aceptación: 03/08/2021 | Publicación: 01/09/2021

### RESUMEN

Este artículo tiene como objetivo presentar la metodología para la inspección y el mapeo de las manifestaciones patológicas en el monumento del Pórtico del Bautismo Cultural de Goiânia. Es un monumento de principios de los años 40 del siglo XX, representativo del estilo arquitectónico art déco. En 2003 este monumento fue catalogado por el Instituto Nacional del Patrimonio Histórico y Artístico, pero a pesar de su invaluable valor histórico, la estructura tiene varias manifestaciones patológicas. Para lograr este objetivo, se realizaron los siguientes procedimientos: (1) inspección visual; (2) registro fotográfico; (3) anamnesis y (4) ensayos. Las pruebas realizadas fueron esclerometría, pacometría y medición de deformación. Las principales manifestaciones patológicas identificadas fueron agrietamiento, desprendimiento de mortero, corrosión de refuerzos y deformación excesiva.

**Palabras clave:** manifestaciones patológicas; diagnóstico; monumento histórico; art déco.

**Citar como:** Pio Santos, T. L., Silva Júnior, P. F. (2021), "*Documentación de las manifestaciones patológicas del Pórtico del Bautismo Cultural de Goiânia - monumento histórico Art Déco*", Revista ALCONPAT, 11 (3), pp. 108 – 122, DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v11i3.531>

<sup>1</sup>Instituto Federal de Goiás, R. São Bartolomeu, s/n - Vila Esperança, Luziânia - GO, 72811-580, Brasil

#### Contribución de cada autor

En este trabajo, el autor Taís Lara Pio Santos contribuyó a la recolección de datos, desarrollo de ensayos, análisis y discusiones de resultados y redacción del trabajo. El autor Paulo Francinete Silva Júnior contribuyó con la idea original, el desarrollo de ensayos, la coordinación general y la revisión de la escritura.

#### Licencia Creative Commons

Los derechos de autor (2021) 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 primer número del año 2022.

## Documentation of the pathological manifestations of the Portico of the Cultural Baptism of Goiânia - *Art Déco* historical monument

### ABSTRACT

This article aims to present the methodology for the inspection and mapping of pathological manifestations of the Portico of Cultural Baptism of Goiânia. It is a monument from the beginning of the 1940s, representative of the Art Deco architectural style. In 2003 this monument was listed by the National Historical and Artistic Heritage Institute, but despite its invaluable historical importance, the structure has several pathological manifestations. To achieve this objective, the following procedures were performed: (1) visual inspection; (2) photographic record; (3) anamnesis and (4) trials. The tests performed were sclerometer, cover meter, and strain measurement. The main pathological manifestations identified were cracking, mortar detachment, reinforcement corrosion and excessive deformation.

**Keywords:** pathological manifestations; diagnosis; historical monument; art déco.

## Documentação das manifestações patológicas do Pórtico do Batismo Cultural de Goiânia - monumento histórico *Art Déco*

### RESUMO

Este artigo tem o objetivo de apresentar a metodologia para a inspeção e o mapeamento das manifestações patológicas no monumento Pórtico do Batismo Cultural de Goiânia. É um monumento do início dos anos 40 do século XX, representante do estilo arquitetônico art déco. No ano de 2003 esse monumento foi tombado pelo Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional, porém apesar do seu inestimável valor histórico, a estrutura apresenta diversas manifestações patológicas. Para alcançar esse objetivo foram realizados os seguintes procedimentos: (1) inspeção visual; (2) registro fotográfico; (3) anamnese e (4) ensaios. Os ensaios realizados foram esclerometria, pacometria e medição de deformações. As principais manifestações patológicas identificadas foram fissuração, destacamento de argamassa, corrosão de armaduras e deformação.

**Palavras-chave:** manifestações patológicas; diagnóstico; monumento histórico; art déco.

### Información Legal

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

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 patrimonio arquitectónico es una de las pruebas de la presencia de la historia en las ciudades y de su importancia en la sociedad. Es una capital social y cultural. Envista de ello, es necesario que los bienes se conserven, restauren y que se proporcionen rutinas de mantenimiento e intervención cuando proceda.

Dado que las nuevas ciudades se definen por su rápida transformación, es incuestionable garantizar la preservación de los valores históricos y/o artísticos. La memoria y la identidad cultural de un pueblo se constituyen sólo a través de estos valores, por lo que el patrimonio cultural expresa el testimonio de la constitución de un pueblo, es decir, los productos y marcas de diferentes culturas, finalmente también proporciona la transmisión de la identidad y los significados a las generaciones futuras (Barbosa et al., 2011; Tavares, 2011).

El concepto de rendimiento es importante en esta cuestión, ya que se refiere a la capacidad del edificio para permanecer en plenas condiciones de uso durante su vida útil, y es posible establecer un vínculo íntimo entre el rendimiento y las medidas preventivas. Con el tiempo la estructura pierde su capacidad inicial, por lo que no realizar un mantenimiento periódico provoca la reducción de la vida útil (Medeiros et. al., 2011).

En los edificios históricos, la realización de un diagnóstico correcto de sus manifestaciones patológicas es un reto debido a la falta de mantenimiento, medidas preventivas, o porque han tenido restauraciones ineficientes a lo largo de los años. Por lo tanto, estos edificios históricos son susceptibles a varios problemas distintos. El estudio del daño, con la realización de pruebas de campo o en laboratorios, es entonces indispensable (Tavares, 2011).

El monumento histórico de este estudio es un Pórtico construido para el Bautismo Cultural de la ciudad de Goiânia. Según Galli (2007), el Bautismo Cultural tuvo lugar el 5 de julio de 1942 y correspondió a un calendario de eventos con el propósito de celebrar la inauguración de la nueva capital del estado de Goiás.

El Pórtico fue construido con el concepto de arquitectura *art déco*. Este estilo de carácter decorativo surgió en Francia y se extendió en Brasil en el período de las décadas de 1930 y 1940 (Correia, 2008). Debido a su importancia histórica y arquitectónica, el monumento fue catalogado por el Instituto Nacional del Patrimonio Histórico y Artístico (IPHAN) a través de la Ordenanza No. 507 del 18 de noviembre de 2003.

El Pórtico se ha convertido en una obra representativa y simbólica *del estilo art déco*, así lo demuestra su presencia en los imanes de los frigoríficos, en la Guía Turística de *Art Decó* en Goiânia y en una carpeta de difusión de eventos sobre *art déco* como se ilustra en las Figuras 1, 2 y 3.

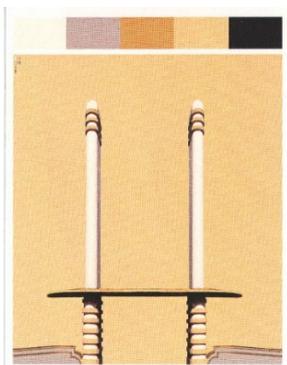


Figura 1. Pórtico ilustrado en un imán de refrigerador

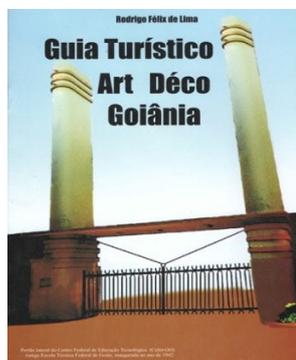


Figura 2. Pórtico aparece en el turístico art déco Goiânia

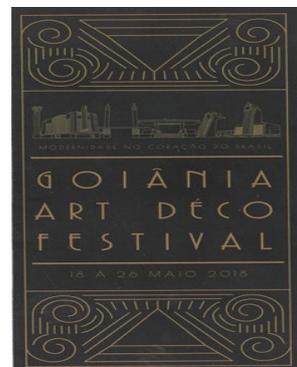


Figura 3. Pórtico en la carpeta de difusión del evento sobre *el art déco* Goiânia.

En el caso de la estructura abordamos dos cuestiones importantes que llevaron al estudio, la importancia de plantear y diagnosticar las manifestaciones patológicas existentes para su seguridad y la rehabilitación de su visibilidad arquitectónica, restableciendo la importancia estética del bien.

## 2. PROCEDIMIENTO

El método propuesto para la inspección del objeto de estudio se basó en la metodología de Lichtenstein (1986) comenzando con el estudio de subsidia ospara la posterior construcción del diagnóstico. La inspección visual, la anamnesis y las pruebas fueron realizadas. La elección por método se produjo considerando que está disponible y diseminado en el país, lo que permite segmentar el análisis.

### 2.1 Objeto del estudio

El objeto de estudio es el Pórtico alusivo al Bautismo Cultural de Goiânia ubicado en el Campus Goiânia del Instituto Federal de Goiás (IFG).

El Pórtico es una estructura de hormigón armado recubierta de mortero. La estructura consta de dos pilares de aproximadamente 12 m de altura y una esbelta losa de forma elipsoidal con un espesor en torno a los 8 cm. Los pilares son similares, cada pilar tiene en su parte superior y su base, respectivamente, de tres y siete frisos equidistantes entre sí como se puede ver en la Figura 4.



Figura 4. Vista del Pórtico del Bautismo Cultural de Goiânia en 1942, a la izquierda (Galli, 2007) y en 2002 (Colección IFG)

Una característica típica del estilo *art déco* observado en la arquitectura del pórtico es el uso de la aerodinámica y la sinuosidad. En los pilares del Pórtico hay similitudes con la geometría de las chimeneas de los transatlánticos del siglo 20 característicos típicos de la hebra *aerodinámica del estilo art déco*. Otra característica observada es el uso del hormigón armado como objeto de protagonismo, aportando volumen a la estructura, transmitiendo la sensación de grandeza y modernidad.

Ejemplos notables de *construcción* son los aeropuertos *Santos Dumont* en Río de Janeiro y el Aeropuerto Congonhas en São Paulo.

## 2.2 Retirada de subvenciones

El objetivo de la encuesta de subvenciones era recoger documentos relacionados con el Pórtico, para verificar las manifestaciones patológicas presentes, además de realizar pruebas sobre la estructura.

### 2.2.1 Inspección visual

Se realizó una encuesta in situ para un análisis visual; ocasión en que se hizo un registro fotográfico del Pórtico, con el objetivo de la encuesta de las manifestaciones patológicas incidentes; además de la aferencia de las dimensiones de la estructura.

Para la inspección, los pilares del Pórtico como Norte y Sur (basado en la orientación de la rosa del viento) fueron nombrados como se muestra en la Figura 5. Cada pilar también tenía sus caras identificadas como Norte, Sur, Este y Oeste como se indica en la Figura 6.

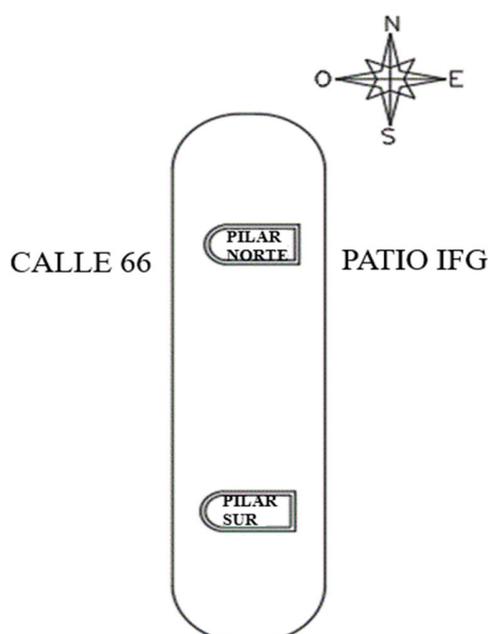


Figura 5. Planta de Suelo Pórtico

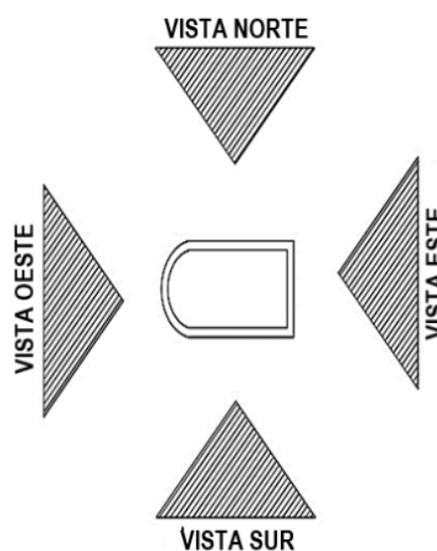


Figura 6. Vista de las caras de los pilares

### 2.2.2 Anamnesis

La etapa de la anamnesis tenía como objetivo reunir la mayor cantidad de información posible para comprender la historia de la estructura y, con ello, obtener un diagnóstico más preciso de las manifestaciones patológicas encontradas en el Pórtico.

A IFG se le pidieron documentos técnicos como proyectos, planes de mantenimiento e informes de monitoreo de mantenimiento ya realizados.

### 2.2.3 Pruebas complementarias

Las pruebas se realizaron para la recolección de datos y un análisis adicional complementario a la inspección visual. Debido a que es una estructura histórica y listada, buscamos realizar el análisis a través de pruebas no destructivas para no causar daños a la estructura. Se realizó esclerometría, pacometría y verificación de flechas.

La prueba de esclerometría se realizó en la parte superior de la losa, de hecho que la parte inferior estaba en difícil acceso, con la presencia de anclajes que hacían inviable la operatividad del ensayo. La ejecución de la prueba siguió las directrices de la norma NBR 7584 (ABNT, 2012).

El análisis esclerométrico fue realizado en cuatro regiones de la losa. Buscamos lugares donde no

hubiera segregación de hormigón y presentar superficies homogéneas y regulares. La Figura 7 muestra la ejecución del ensayo y la Figura 8 muestra la ubicación de las áreas probadas junto con sus dimensiones.



Figura 7. Ejecución de la prueba de esclerometría

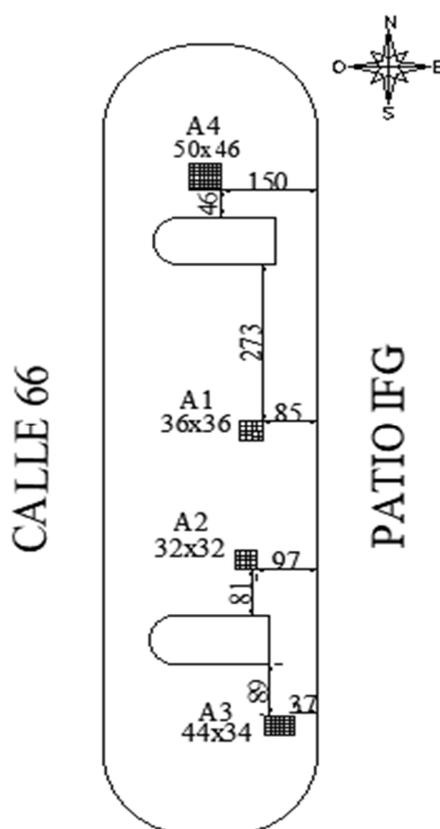


Figura 8. Localización de las áreas analizadas para el ensayo de esclerometría

También se realizó una prueba de pacometría, que tuvo como objetivo obtener información sobre la ubicación del refuerzo de losa, así como verificar la cubierta de hormigón armado. Las áreas elegidas para la prueba fueron aquellas que presentaron las mejores condiciones para la lectura del dispositivo, es decir, áreas que estaban libres de moho y suciedad. La figura 9 muestra la prueba que se está realizando.



Figura 9. Ejecución de la prueba de pacometría

Finalmente, comprobó las flechas presentes en la losa. Las mediciones se recogieron a partir de un nivel de referencia y con la ayuda de una manguera de nivel y una cinta, se recogieron puntos en la parte de equilibrio y entre los pilares.

### 3. RESULTADOS Y DISCUSIONES

#### 3.1 Análisis visual de la inspección

A partir de la inspección visual, fue posible observar que la losa en su fondo presenta en algunos lugares desprendimiento de hormigón (Figura 10) que se produjo como consecuencia de la corrosión de los refuerzos.



Figura 10. Desprendimiento de hormigón en el fondo de la losa

Como se muestra en la Figura 11, se observó una gran presencia de moho y suciedad en la losa. El moho prolifera en ambientes húmedos, cálidos y con poca luz, este ambiente puede haber sido construido debido a la presencia de árboles cerca de la estructura. También se observó la presencia de suciedad o corteza negra, que fue causada por la acumulación de polvo, fuligens y partículas contaminantes, desde la quema de combustible fósil de los motores hasta la combustión de vehículos, traída por el agua de lluvia o por la acción del viento.



Figura 11. Presencia de moho y suciedad en la losa

Se destacó parte del borde de la losa, esto resultó del proceso de carbonatación y corrosión de los refuerzos ocurridos en su región armada. A medida que el proceso de carbonatación evolucionó con el tiempo, el agrietamiento de la estructura provocó que su movimiento culminara en el desprendimiento del mortero en sus extremos (Figura 12).



Figura 12. Desprendimiento del borde de la losa

La pintura de la losa resultó estar muy dañada, mostrando regiones con desprendimiento probablemente mediante la aplicación de pintura sobre una capa existente (se observó otra capa de pintura de color distinto del color visible que se aplicó anteriormente), lo que dificulta la adhesión entre las películas de pintura. En el proceso de falta de adherencia, la incidencia de lluvia y humedad son agravantes (Figura 13).



Figura 13. Desprendimiento de pintura de losa

Las manifestaciones patológicas relacionadas con el acabado fueron verificadas en los pilares. No se detectaron manifestaciones estructurales, que prescindieron de las pruebas para sofocar la resistencia del hormigón y la localización de refuerzos como la esclerometría y la pacometría. Además, los pilares no tienen hormigón aparente y para la ejecución de las pruebas sería necesario retirar las capas de revestimiento de la superficie, provocando el deterioro del monumento histórico, que difiere del foco de la obra.

Otra manifestación observada en los pilares fue la presencia de suciedad, como se muestra en la Figura 14. Este factor se debe principalmente a la falta de mecanismos de impermeabilización y drenaje en la parte superior de la columna, que acumulaban hollín y polvo traído por el viento. Como se observa en la losa, en los pilares también había el desprendimiento de la pintura, y el color visible también está en otra mano de pintura previamente aplicada (tinte verde), comprometiendo la adhesión.



Figura 14. Suciedad y desprendimiento de pintura en la parte superior del pilar

La decoloración de la pintura fue verificada y puede haber sido causada principalmente por el envejecimiento natural de esta. Otros factores como el uso de pintura amarilla, más susceptible a los rayos ultravioleta, ya que el pilar sufre una alta incidencia de rayos solares, también pueden haber agravado el proceso de decoloración. Se percibieron grietas en la base de los pilares causadas posiblemente por la contracción de materiales cementicios causada por la pérdida de agua por evaporación en estado fresco o endurecido y por la variación de temperatura debido a la alta incidencia de luz solar (Figura 15). Las burbujas se notaron en la pintura de los pilares causadas

por la presencia de humedad (que puede haber sido absorbida por las grietas en la emboscada, y la presión hidrostática causada al evaporarse por los poros del mortero, rompiendo y "empujando la película de pintura), la falta de adherencia y posibles fallas de aplicación como la ejecución de una capa gruesa, en condiciones de calor extremo en la superficie sucia y no preparada para la aplicación.



Figura 15. Incidencia de grietas y decoloración de la pintura.

### 3.2 Análisis de la anamnesis

Fueron proporcionados por la Junta de Proyectos e Infraestructuras de IFG y la Gerencia de Administración y Mantenimiento de IFG Câmpus Goiânia: proyecto de desnatado de losas de fecha 2013; proyecto de refuerzo de fecha 2014; resultado de la prueba de esclerometría de fecha 2013; e informe técnico de evaluación de la losa de Portico de fecha 2019;

En cuanto a los planes de mantenimiento e informes de monitoreo de mantenimiento, se informó que estos no existían, así como el diseño original del Pórtico. Cerca del Pórtico, se encontró una placa (Figura 16) que indica que fue restaurada en su 60 aniversario en 2002, pero no hay registros que detallen cómo se produjo esta intervención.



Figura 16. Placa de identificación del pórtico

El proyecto de lijado se llevó a cabo en la losa debido al deterioro de las condiciones en las que se encontraba en 2013. El proyecto de refuerzo realizado en 2014 propone intervenciones en el área de acero y refuerzo de hormigón con grauteamiento y aumento de espesor de la losa. Sin embargo, el proyecto nunca se ejecutó.

El resultado de la prueba de esclerometría, realizada en 2013 por el Laboratorio Carlos Campos Consultoria e Construções Ltda, en una sola región obtuvo como resultado el índice esclerométrico

promedio igual a 29, indicando 22 MPa como resistencia a la compresión del hormigón.

Cascudo (2019), para la elaboración del informe técnico, realizó dos inspecciones en la losa de pórtico tituladas preliminar y detallada. Mientras que el preliminar designaba el análisis visual, el detallado correspondía a la realización de los ensayos de esclerometría, ultrasonido, resistividad eléctrica, potencial de corrosión y carbonatación del hormigón.

Como se observó en la inspección visual, Cascudo (2019) también encontró la corrosión de los refuerzos en algunas partes de la losa, la presencia de moho, suciedad y degradación del sistema de pintura. El autor también identificó deformaciones visibles en la losa y las atribuyó a la corrosión de parte de los refuerzos de flexión, que se realizó debido a la esbeltez de la losa y la baja inercia que, asociada a la corrosión de los refuerzos, proporcionan impactos fuertes e inmediatos sobre la losa.

En el ensayo de esclerometría, Cascudo (2019) evaluó 10 regiones de losas, denominadas de E1 a E10, y obtuvo valores de IE entre 21 y 30 y valores de resistencia de hormigón entre 14 MPa y 24 MPa. En cuanto a la ecografía, Cascudo (2019) realizó ocho mediciones de velocidad ecográfica, cuatro de las cuales alcanzaron valores inferiores a 2500 m/s. Estos valores clasifican, según la norma británica BS 1881 (BSI, 2001), el hormigón como malo. Una de estas mediciones obtuvo un valor inferior a 2000 m/s, que según BS 1881 (BSI, 2001) constituye un mal hormigón. Finalmente, se concluyó que estos valores bajos se correlacionan con un índice de vacío alto, que es compatible con un hormigón de resistencia estimada de 14 MPa a 24 MPa. La baja velocidad ultrasónica todavía se justifica por la presencia de grietas, ya que estas causan un aumento en el tiempo de propagación de las ondas. Se observa que los valores estimados son bajos en relación con los valores requeridos por las normas actuales, pero para el momento de la construcción de la estructura se ajusta a los valores aceptables. Cascudo (2019) todavía afirma que probablemente haya microcraqueamiento en la estructura interna de la losa.

En el ensayo de carbonatación del hormigón realizado por Cascudo (2019) en dos ejemplares, ambos extraídos de la región central de la losa, se pudo observar visualmente los efectos de una carbonatación que se verificó en grado avanzado.

### 3.3 Análisis del ensayo de esclerometría

A través de la prueba de esclerometría, se obtuvieron índices de los dos equipos utilizados que variaron de 23,7 a 28,7, generando una variación de resistencia en MPa de 17,0 a 23,4.

La Figura 17 muestra el gráfico con los valores de fuerza de compresión obtenidos del ensayo esclerométrico realizado sobre la estructura durante el proceso de anamnesis y los realizados en esta investigación. Los valores presentados son un promedio de las resistencias a la compresión de las áreas probadas por evento de prueba. Se puede observar en el gráfico que los resultados encontrados convergen a un valor de resistencia media estimado de 20 MPa, aunque las pruebas se realizaron en diferentes fechas y por diferentes operadores.

En cuanto a las normas normativas para la resistencia mínima de las estructuras de hormigón, ya que no hay información sobre el diseño estructural del pórtico, sabiendo que la norma nb-1 – Cálculo y Ejecución de Hormigón Armado (ABNT, 1940), vigente en el momento en que se construyó la estructura, recomienda una resistencia mínima para estructuras de hormigón de 125 kgf/cm<sup>2</sup>, es decir, 12,5 MPa. La norma actual NBR 6118 - Diseño de estructuras de hormigón - Procedimiento (ABNT, 2014) proporciona una resistencia mínima para estructuras de hormigón de 20 MPa. Así, el gráfico de la Figura 17 también muestra una comparación entre los resultados estimados de resistencia a la compresión del hormigón, obtenidos en diferentes ensayos de esclerometría, con los valores mínimos de resistencia característica del hormigón a la compresión ( $f_{ck}$ ) recomendados por la estructura de hormigón estándar vigente en el momento de la construcción del Pórtico y actualmente.

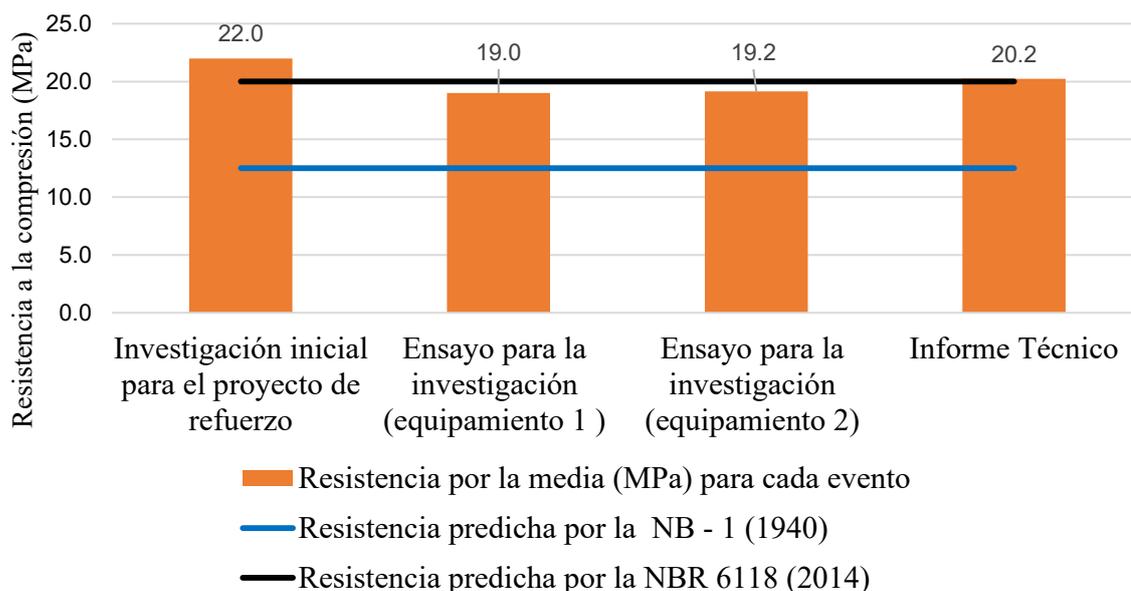


Figura 17. Gráfico comparativo de resistencias obtenidas con los requisitos reglamentarios

A partir del ensayo de pacometría fue posible mapear e identificar lugares donde hay armaduras y a qué profundidades se encuentran. A partir de estos valores se identificó que la mayoría de los refuerzos tenían una ineficiencia en la cobertura de la losa en relación con el requisito de la norma NBR 6118 (ABNT, 2014). Según la clase de agresividad ambiental en la que se ajuste la estructura la cubierta debe ser de al menos 2,5 cm, lo que no ocurre en algunas regiones de la losa que llegaron a ser de 1,1 cm.

La norma vigente en el momento de la construcción del GANH NB-1 (ABNT, 1940) establece que las losas expuestas al aire libre deben tener al menos 1,5 cm de cubierta, lo que también demuestra que para algunas regiones de la losa la cubierta es insuficiente.

Se observó en algunos lugares el valor de "0", según el equipo significa ausencia de profundidad, es decir, indicaría que el refuerzo es superficial y descubierto sin embargo, no se observó visualmente el mismo.

### 3.4 Análisis del cheque de la flecha

La flecha se comprobó recogiendo las cotas de un nivel de referencia de 2,0 metros en los puntos presentes en la Tabla 1.

Tabla 1. Valores referentes a las cotas encontradas en los puntos

PUNTO	COTA (cm)
A	193,7
B	200,7
C	198,8
D	196,1
E	199,0
F	199,2
G	193,8

Las flechas verificadas en la losa se obtuvieron mediante la diferencia de dimensiones estando en voladizo del lado izquierdo, la diferencia entre las dimensiones A y B, en la región central, la media aritmética entre la diferencia de puntos C y D y la diferencia de puntos D y E, mientras que en el equilibrio del lado derecho se encuentra la diferencia entre los puntos F y G. La Tabla 2 muestra los valores obtenidos y su representación (exagerada) en la Figura 18.

Tabla 2. Valores de las flechas obtenidas

LOCAL	VALOR (cm)
Flecha del voladizo del lado izquierdo	7,0
Flecha de la región central	2,8
Flecha del voladizo del lado derecho	5,4

La verificación de la flecha límite permitida se realizó teniendo en cuenta el intervalo libre, según lo recomendado por NBR 6118 (ABNT, 2014) para la aceptabilidad sensorial y la limitación visual. La ecuación (1) designa la ecuación proporcionada por el estándar.

$$D = \frac{l}{250} \quad (1)$$

Siendo  $l$  el vano y  $D$  el desplazamiento de límite. En el caso de losas en equilibrio, el vano equivalente a considerar debe ser el doble de la longitud del voladizo (distancia entre el soporte y el extremo de la losa), obteniendo la ecuación (2).

$$D = \frac{l}{125} \quad (2)$$

A través de las ecuaciones (1) y (2) se obtiene el desplazamiento límite de 2,74 cm y para la región del vano central se obtiene el desplazamiento límite de 2,80 cm.

Se observa entonces que ambas regiones en equilibrio cuyas flechas máximas son 7,0 cm en el punto "A" y 5,4 cm en el punto "B" son mucho más altas que las permitidas por la norma NBR 6118 (ABNT, 2014).

La flecha que se encuentra en el valor del punto "D" de 2,80 cm se encuentra en la región central, que es equivalente a la permitida por el requisito normativo.

Debido a la falta de mantenimiento preventivo y correctivo a lo largo del tiempo la estructura ha sufrido deformaciones excesivas, por lo que los valores de las flechas verificadas en las regiones del voladizo muestran que se encuentra fuera de sus límites de servicio.

Cabe destacar que por tratarse de una estructura antigua, con más de 70 años, la fluidez del hormigón pudo haber sido una de las razones que contribuyeron a la deformación total de la losa, sin embargo esto no fue considerado en el presente estudio.

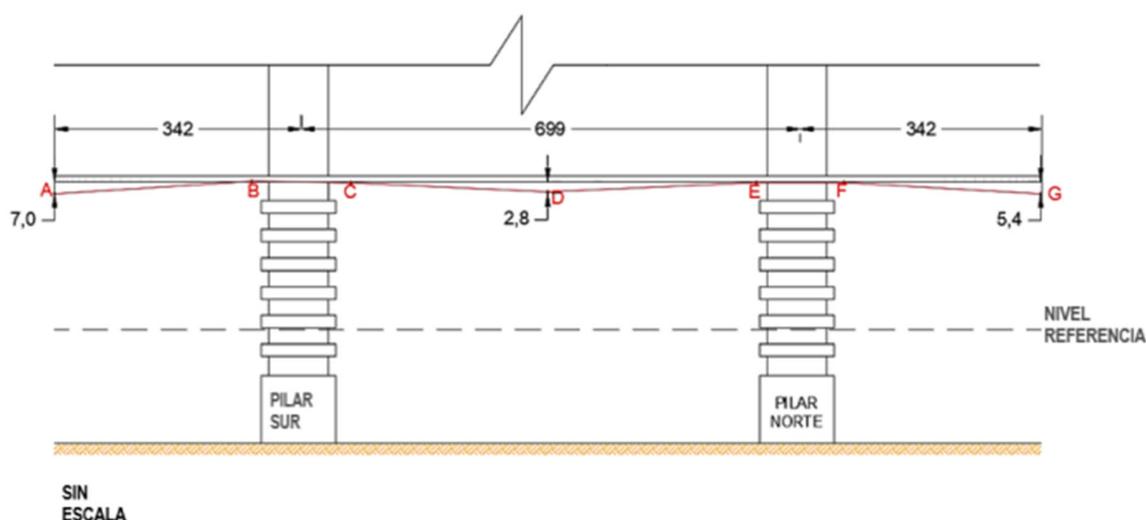


Figura 18. Representación de las flechas más grandes verificadas

#### 4. CONCLUSIONES

El monumento histórico está bastante degradado y esto se debe principalmente a la ausencia de un plan de mantenimiento preventivo. A través de la inspección visual, se puede ver cómo comprometida la representatividad arquitectónica del pórtico se ve comprometida. La estructura está rodeada de árboles que hacen imposible la visibilidad total y los dispositivos de seguridad (empleados debido al avanzado nivel de deterioro) que perjudican la estética, como anclajes y apartaderos. En cuanto a las manifestaciones patológicas son factores determinantes para la aparición de estos:

- Presencia de humedad intensificada por la proximidad de los árboles circundantes;
- Insuficiencia en la cubierta de la losa;
- No hay mantenimiento preventivo;
- No hay sistema de impermeabilización;

El análisis de la anamnesis mostró que existe poca información sobre la estructura y lo que dificultaba el análisis preciso de las causas y orígenes de las manifestaciones patológicas.

Las pruebas de esclerometría apuntaron a la baja resistencia del hormigón, mientras que la prueba de pacometría reportó problemas de cobertura. Ambos resultados refuerzan el daño estructural que afecta a la estructura ya perceptible en la inspección visual.

Por último, es esencial que el Pórtico alusivo al Bautismo Cultural de Goiânia mantenga sus funciones, tanto como estructura como monumento histórico y arquitectónico. Para ello, es necesario elaborar planes de mantenimiento, de forma que sea posible garantizar la vida útil de la estructura.

#### 5. AGRADECIMIENTOS

Los autores reconocen y agradecen el apoyo del Instituto Federal de Goiás (IFG).

#### 6. REFERENCIAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1940). *ABNT NB-1: Cálculo e execução de obras de concreto armado – Procedimentos*. Rio de Janeiro.

- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014). *ABNT NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (7584). *ABNT NBR 6118: Concreto endurecido – Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão — Método de ensaio*. Rio de Janeiro.
- Barbosa, P. P. et al. (2011). *Patrimônio Histórico em cidades novas: o caso de Maringá, PR. Maringá* in: XIV Seminário de arquitetura latino-americana. Campinas, São Paulo (BR). pp. 16 - 31.
- Brasil. Ministério do estado da cultura (2003). *Portaria nº 507, de 18 de novembro de 2003*. Diário Oficial da União: seção 1, Brasília, DF, ano 228, p.30, 18 nov.
- British Standards Institution (2001). *BS 1881: Testing concrete*. London.
- Cascudo, O. (2019). *Avaliação de laje em concreto armado constituinte do pórtico de entrada lateral do IFG - Câmpus Goiânia*. Goiânia: UFG, 2019. 38 p.
- Correia T. B. (2008), *Art déco e indústria: Brasil décadas de 1930 e 1940*. Na An. mus. paul.vol.16 no.2 São Paulo July/Dec. <https://doi.org/10.1590/S0101-47142008000200003>
- Galli, U. (2007). *A história do batismo cultural de Goiânia*. Goiânia: Ed. UCG/ Contato Comunicações, p. 98.
- Medeiros, M. H. F.; Andrade, J. J. O.; Helene P. (2011). *Cápítulo 22: Durabilidade e Vida Útil das Estruturas de Concreto in: Geraldo Isaia (Org.). Concreto: Ciência e Tecnologia*. 1 ed. São Paulo: IBRACON. p. 37.
- Tavares, F. M. (2011). *Metodologia de diagnóstico para restauração de edifícios dos séculos XVIII e XIX nas primeiras zonas de mineração em Minas Gerais*. Faculdade de Engenharia, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, 98 p.