

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

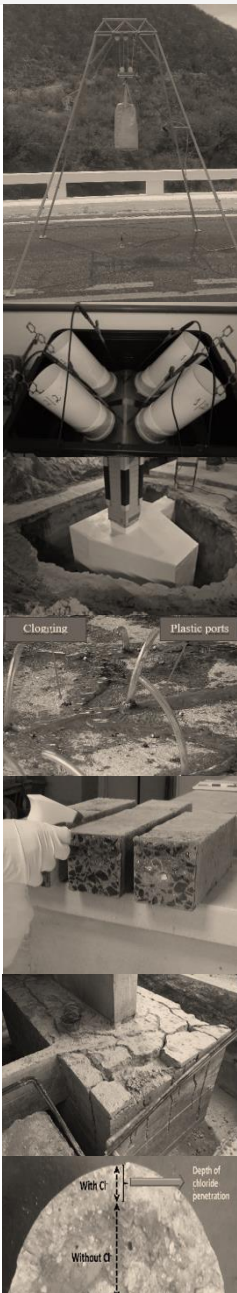
DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i2>  
[editorial.revista.alconpat@gmail.com](mailto:editorial.revista.alconpat@gmail.com)

eISSN: 2007-6835

Volumen 11

Mayo – Agosto 2020

Número 2



## Número Conmemorativo Revista Alconpat 10 años de historia (2011 - 2021)

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 Perdriz, **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**.

Dr. Mauricio López.

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

Santiago de Chile, **Chile**

Dra. Oladis Troconis de Rincón

Centro de Estudios de Corrosión

Universidad de Zulia

Maracaibo, **Venezuela**

Dr. Fernando Branco

Universidad Técnica de Lisboa

Lisboa, **Portugal**

Dr. Pedro Garcés Terradillos

Universidad de Alicante

San Vicente, **España**

Dr. Andrés Antonio Torres Acosta

Instituto Tecnológico y de Estudios Superiores de

Monterrey, Querétaro

Querétaro, **México**

Dr. Luiz Fernández Luco

Universidad de Buenos Aires – Facultad de Ingeniería –

INTECIN

Buenos Aires, **Argentina**

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

<http://www.revistaalconpat.org>

Es motivo de satisfacción y alegría para el equipo de la Revista ALCONPAT ver publicado el 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.

Esta edición V11N2, inicia con un trabajo procedente de **Brasil**, donde Heber M. Paula y colegas, evalúan la incorporación de cenizas de biomasa vegetal, chips de eucalipto (ECA), bagazo de caña de azúcar (SCBA) y cáscaras de arroz (RHA), en morteros mixtos de cemento y cal, considerando sus propiedades y rendimiento mecánico. La mezcla por volumen fue 1: 1: 6, para un reemplazo parcial de cemento Portland con un contenido de 15 y 30%. Las pruebas para los residuos fueron de caracterización de las partículas y actividad puzolánica, mientras que los morteros fueron sometidos a análisis en estado fresco y endurecido. De los resultados obtenidos, los pretratamientos (tamizado y molienda) y la cal añadida a la mezcla mejoraron la reactividad de las cenizas. El mejor comportamiento se presentó para los morteros con 15% de sustitución, principalmente para los que contienen RHA.

En el segundo trabajo, procedente de **Brasil**, Milton Paulino Costa Junior y S. M. M. Pinheiro verifican la relación entre la acción de cargas que inducen fisuras y la durabilidad del hormigón armado. Fueron producidos modelos de prueba (especímenes) prismáticos y durante dos años estas muestras fueron sometidas a niebla salina artificial, bajo la acción de una carga central permanente, carga central a corto plazo sin carga (referencia), con un curado de 7 días. Se realizaron pruebas de penetración de cloruros y análisis microestructurales, además del mapeo de fisuras. Se encontró que la carga no influyó en los resultados de penetración de cloruros, sin embargo, se observa que las micrografías y microanálisis muestran una formación de productos de deterioro y posibles microorganismos, en comparación con las probetas que no sufrieron carga.

El tercer trabajo de este número es de **México**, donde Jorge Uruchurtu-Chavarín y colegas analizan el desempeño del concreto reforzado (RC) frente a la corrosión, aplicando un recubrimiento de quitosano a la varilla. Los especímenes se prepararon con diferentes cantidades de quitosano usando disolventes de vinagre de manzana, ácido acético, y vinagre de alcohol de caña de azúcar, y se sometieron a pruebas electroquímicas de curvas de polarización (PC), potencial de media celda (HCP), ruido electroquímico (EN) y resistencia a la polarización lineal (LPR). Se

determinó la cantidad de quitosano y capas (espesor) óptimas con una mejora en las propiedades protectoras y se obtuvieron velocidades de corrosión bajas del concreto expuesto a cloruros durante 200 días. La conservación del recubrimiento sobre el acero en el concreto resulta ser interesante para estudios futuros.

En el cuarto artículo procedente de **Brasil**, Fernanda Giannotti da Silva Ferreira y colegas estudiaron la incorporación de polvo de vidrio en el hormigón convencional por su influencia en la resistencia mecánica y la durabilidad. Este trabajo tuvo como objetivo validar la durabilidad de los compuestos cementosos de ultra alto desempeño (CCUAD) con reemplazo parcial de cemento por vidrio finamente molido, a través del ensayo de migración de cloruros, utilizando el método NT Build 492. Para ello, fueron moldeadas probetas conteniendo valores de 0%, 10%, 20%, 30 % y 50% de polvo de vidrio en relación al volumen de cemento, y la evaluación se realizó a los 28 días de edad. Los resultados indicaron que, con valores bajos, el polvo de vidrio no perjudica las propiedades de los compuestos y, a niveles superiores, los compuestos mantienen características mecánicas y durabilidad adecuadas.

El quinto artículo, de Giovana Costa Reus y colegas, proviene de **Brasil** y tiene como objetivo principal proponer un procedimiento estándar que viabilice el uso del método colorimétrico para medir la profundidad de penetración de cloruros durante las inspecciones de estructuras de hormigón expuestas tanto a cloruros como a carbonatación. Para evitar la aparición de resultados "falsos positivos", se probaron soluciones de hidróxido de calcio ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ) e hidróxido de sodio (NaOH) como pretratamiento. Las pruebas se llevaron a cabo en muestras solamente carbonatadas, y en muestras contaminadas por cloruros y carbonatadas. Los resultados mostraron que la solución de NaOH elimina la interferencia de la carbonatación. Por lo tanto, se llegó a un método adecuado para introducir lecturas de profundidad de contaminación por cloruro en inspecciones de estructuras de hormigón en campo.

El sexto trabajo de este número lo escriben Gilberto Ramos-Torres y colegas de **México**, ellos discuten el método de la invariante elástica de rigidez que permite obtener la respuesta mecánica de la superestructura de puentes; se basa en la respuesta al impacto de masas conocidas aplicadas al centro del claro para obtener el máximo desplazamiento que define la rigidez puntual. Este se compara con los valores de la curva formada con los invariantes de rigidez, construida a partir de las características de diseño del puente. El método se implementó en dos puentes localizados en la carretera federal No. 14 del Estado de Sonora Mex., con resultados acordes a los daños manifestados. La evaluación fue cualitativa a partir de un parámetro global, obtenido en condiciones ambientales en ausencia de viento y a temperatura constante, adecuado para el diagnóstico del estado estructural presente, teniendo limitantes en puentes esvijaados.

En el séptimo trabajo, procedente de **Brasil**, G. S. Munhoz y colegas verificaron la seguridad a la fatiga de un puente proyectado en 1987 según la normativa

brasileña vigente. Se construyó un modelo estructural para determinar y verificar la sección más crítica considerando el modelo estándar brasileño y el espectro de vehículos en la literatura. Según el método de variación de esfuerzos, se concluyó que el hormigón sometido a compresión cumple con los criterios, pero la sección de acero no es suficiente para resistir los esfuerzos cortantes y de flexión. Por la regla de Palmgren-Miner, la vida útil a la fatiga de las armaduras sometidas a flexión es de 13,91 años. Es necesario un análisis más detallado de la estructura y del espectro de carga para confirmar estos resultados.

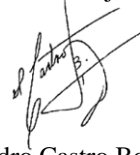
En el octavo trabajo, procedente de **Brasil**, C. S. Silva y colegas hacen una investigación documental sobre la reacción álcali/agregado (AAR) que ha afectado muchas cimentaciones, lo cual señala la importancia de realizar una verificación de los procedimientos de recuperación, la cual se realizó en cincuenta cimentaciones. El objetivo fue construir un perfil de los procesos de recuperación a través de una consulta con empresas de inspección o ejecutores de recuperaciones en la ciudad de Recife y ciudades vecinas. Para ello se aplicó en forma metodológica un cuestionario con diecisiete preguntas. Estos resultados permitieron establecer las similitudes de las cimentaciones afectadas, el diagnóstico, los procesos aplicados en la recuperación, los avances en materiales, los condicionantes para el uso de la armadura, los costos, y permitieron identificar las cimentaciones que dejaron una ventana de inspección para controles adicionales. El resultado fue una evaluación de los tratamientos en las bases afectadas por la reacción química AAR.

El artículo que cierra la edición es de Pedro Castro Borges de **México** y el Cuerpo Editorial de la Revista Alconpat. El objetivo de este artículo es presentar a la comunidad los logros y retos por venir de la Revista Alconpat en sus primeros diez años de existencia. Se realizó una narración de: cómo surgió la idea de tener una revista científico/técnica en Alconpat Internacional; cuando, como y donde se llevaron a cabo las discusiones y el proyecto; la implementación, el primer número, la puntualidad; los requisitos y retos a cumplir para las primeras indizaciones (Scielo México, Scielo WoS, Redalyc, Latindex, Google); los proyectos CONACyT que permitieron cumplir poco a poco los requisitos para eventuales aplicaciones a índices superiores (Scopus y WoS), repositorios, directorios (DOAJ) y super servidores; marcaciones electrónicas, publicación en tres idiomas (español, portugués e inglés), los tiempos administrativos para publicación puntual, etc. Al final se hace un extenso agradecimiento a todos los que han intervenido en estos 10 años iniciales y se agregó, para la posteridad, el programa de actividades para la celebración académica, realizada el 19 de mayo de 2021 en modalidad virtual.

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



## CONTENIDO

### INVESTIGACIÓN BÁSICA

**Gonçalves, C. F., Soares, A. F., Paula, H. M.:** Caracterización y viabilidad del uso de cenizas de biomasa vegetal en mortero. 1 - 16

**Pinheiro, S. M. M., Costa Junior, M. P.:** Análisis de durabilidad del hormigón armado con fisuras inducidas por la carga. 17 – 37

### INVESTIGACIÓN APLICADA

**Rivera-Ortiz, I., Díaz-Blanco, Y., Menchaca-Campos, C., Uruchurtu-Chavarín, J.:** Utilización del quitosano como recubrimiento orgánico para prevenir/inhibir la corrosión del concreto reforzado. 38 – 60

**Dias, L. V., Soares, S. M., Salvador Filho, J. A., Ferreira, F. G. S.:** Evaluación de la migración de cloruro en compuestos cementosos de ultra alto rendimiento con polvo de vidrio. 61 - 75

**Vieira Pontes, C., Costa Reus, G., Calvo, A., Medeiros, M. H. F.:** Procedimiento para detectar la penetración de cloruros con nitrato de plata en hormigón carbonatado. 76 - 88

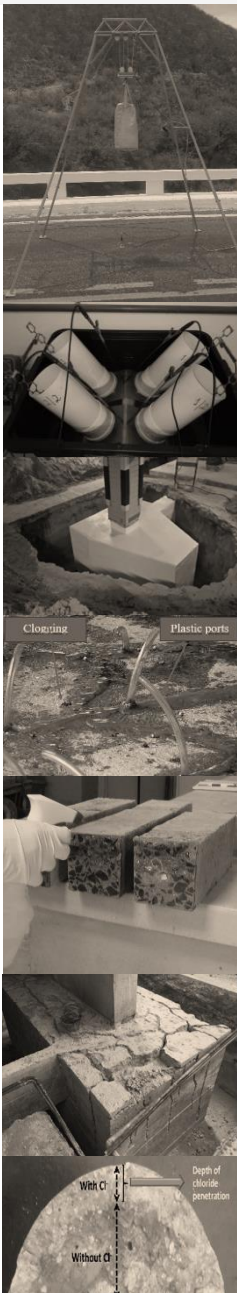
**Ramos-Torres, G., Navarro-Gómez, H., Perez-Isidro, E., Gautherau-Lopez, J., Palma-Quiroz, I.:** Propuesta de evaluación de daño para dos puentes ubicados en la carretera No. 14 en el estado de Sonora México usando invariante de rigidez como parámetro global de comparación. 89 - 108

**Rossato, M. D., Munhoz, G. S., P. dos Santos, R. B., Scoz, L. M.:** Verificación de seguridad de la fatiga de puentes en hormigón armado según ABNT NBR 6118:2014. 109 - 123




### INVESTIGACIÓN DOCUMENTAL

**JSilva, C. S., Monteiro, E. C. B., Santos, M. S. C., Andrade, T. W. C. O., Soares, W. A., Neves, D. C. M.:** Procedimientos de recuperación en fundaciones por problemas de reacción álcali/agregado. Investigación documental. 124 - 145

**P. Castro-Borges, E. Sabido-Maldonado, J. M. Mendoza-Rangel, P. Helene, P. Garcés-Terradillos, A. A. Torres-Acosta, M. Fernández-Cánovas, R. Husni, O. Troconis-Rincón, F. Branco, J. I. Escalante-García, F. Alonso-Farrera, M. A. Olavarrieta-Parisot:** Revista Alconpat: 10 años de historia (2011-2021). 146 - 157



## Caracterización y viabilidad del uso de cenizas de biomasa vegetal en mortero

C. F. Gonçalves<sup>1</sup> , A. F. Soares<sup>2</sup> , H. M. Paula<sup>1\*</sup> 

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

DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v11i2.484>

Recepción 17/04/2020 | Aceptación: 30/12/2020 | Publicación: 01/05/2021

### RESUMEN

La mezcla por volumen fue 1: 1: 6, para un reemplazo parcial de cemento Portland con un contenido de 15 y 30%. Las pruebas para los residuos fueron de caracterización de las partículas y actividad puzolánica, mientras que los morteros fueron sometidos a análisis en estado fresco y endurecido. De los resultados obtenidos, los pretratamientos (tamizado y molienda) y la cal añadida a la mezcla mejoraron la reactividad de las cenizas, el mejor comportamiento se presentó para los morteros con 15% de sustitución, principalmente para los que contienen RHA.

**Palabras clave:** morteros; reemplazo parcial de cemento; materiales de cemento suplementarios; cenizas de biomasa vegetal.

**Citar como:** Gonçalves, C. F., Soares, A. F., Paula, H. M. (2021), “*Caracterización y viabilidad del uso de cenizas de biomasa vegetal en mortero*”, Revista ALCONPAT, 11 (2), pp. 1 – 16, DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v11i2.484>

<sup>1</sup> Master's Degree in Civil Engineering, Faculty of Engineering, Federal University of Catalão, Catalão, Brazil.

<sup>2</sup> Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Federal University of Goiás, Catalão, Brazil.

#### Contribución de cada autor

En este trabajo, el autor C. F. Gonçalves fue el responsable del análisis, discusión de los resultados, redacción y revisión del artículo. El autor A. F. Soares desarrolló la metodología experimental, realizó experimentos y recopiló datos. El autor H. M. Paula contribuyó con la idea original, coordinación de experimentos, orientación y supervisión de todas las actividades.

#### 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.

## Characterization and feasibility of using vegetable biomass ash in mortar

### ABSTRACT

The present research aims to evaluate the incorporation of vegetable biomass ash, eucalyptus chips (ECA), sugarcane bagasse ash (SCBA) and rice husk ash (RHA), in mixed mortars of cement and lime, considering its properties and mechanical performance. The volume ratio was 1: 1: 6 for a partial replacement of Portland cement at a rate of 15 and 30%. The tests for the residues were of characterization of the particles and pozzolanic activity, while that of the mortars were submitted to analyses in the fresh and hardened state. From the results, pretreatments (sieving and grinding) and lime added to the mixture improved the reactivity of the ashes and the best performance was presented for mortars with 15% substitution, mainly for those containing RHA.

**Keywords:** mortars; partial replacement of cement; supplementary cement materials; vegetable biomass ash.

## Caracterização e viabilidade de utilização de cinzas de biomassa vegetal em argamassa.

### RESUMO

O presente trabalho tem como objetivo avaliar a incorporação de cinzas de biomassa vegetal, cavaco de eucalipto (ECA), bagaço de cana-de-açúcar (SCBA) e casca de arroz (RHA), em argamassas mistas de cimento e cal, considerando suas propriedades e desempenho mecânico. O traço em volume foi 1:1:6, para uma substituição parcial do cimento Portland a teores de 15 e 30%. Os ensaios para os resíduos foram de caracterização das partículas e atividade pozolânica, as argamassas foram submetidas a análises no estado fresco e endurecido. Dos resultados, os pré-tratamentos (peneiramento e moagem) e a cal adicionada a mistura melhoraram a reatividade das cinzas, o melhor desempenho foi apresentado para argamassas com 15% de substituição, principalmente para aquelas contendo RHA.

**Palavras-chave:** argamassas; substituição parcial do cimento; materiais cimentícios suplementares; cinza de biomassa vegetal.

### 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 del título de la revista 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 construcción civil es un segmento que representa una alta demanda de materias primas, al tiempo que libera importantes cantidades de CO<sub>2</sub> en la atmósfera (Noor-Ul-Amin, 2014; Berenguer et al., 2018). Para minimizar este problema, la industria de la construcción ha incorporado algunos residuos agrícolas (Chatveera y Lertwattanaruk, 2014). Y mucho de esto se debe al hecho de que las cenizas tienen propiedades puzolánicas, que juegan un papel importante cuando se incorporan al cemento (Hossain et al., 2016).

Esta propiedad se identifica en materiales llamados puzolánicos que tienen sílice o alúmina en estado amorfo, que en contacto con el agua reaccionan con el óxido de calcio presente en la cal o cemento, dando lugar a una sustancia con propiedades cementosas (ASTM C 618-19; Farinha et al., 2018). Por lo tanto, además de un estado no cristalino, las puzolanas deben tener un refinamiento de sus partículas, es decir, presentar una alta superficie específica (Roselló et al., 2017).

La composición física, química y mineralógica de estos residuos agroindustriales es diversa, dependiendo del tipo de biomasa, especie, condición de crecimiento, técnicas de cosecha, transporte, almacenamiento, proceso de combustión y un sinnúmero de otras condiciones que pueden mejorar - o no - su contenido (Zajac et al., 2018). En general, están compuestos por aluminosilicatos en fase amorfa y cristalina, teniendo el dióxido de silicio el mayor porcentaje en muestras de ceniza de cascara de arroz (CCA) y bagazo de caña de azúcar (CBCA), y óxido de aluminio en cenizas de origen leñoso (Farinha et al., 2018; Fernandes et al., 2016; Kazmi et al., 2017; Ukrainczyk et al., 2016).

También existe la presencia de óxidos de otros metales como hierro, magnesio, calcio y potasio. Además de los carbonatos y el carbono no quemado, que se encuentran comúnmente en las cenizas de los bosques, como las astillas de eucalipto (CAE). Y que, cuando se aplican en sistemas de cemento, son responsables de una mayor demanda de agua en la mezcla, debido a la alta pérdida al fuego (Arif et al., 2016; Ban y Ramli, 2010; García e Sousa-Coutinho, 2013; Ribeiro et al., 2017). A pesar de ello, los diferentes niveles de sustitución pueden provocar la mejora de las propiedades de durabilidad, resistencia del mortero, construcción, disminución del costo del material en la (Hossain et al., 2016), buena compactación y baja evolución del calor durante la hidratación (Noor-ul-amin, 2014), eficaz en el control de expansiones de deterioro debido a reacciones álcali-agregado (Esteves et al., 2012), así como en la reducción del uso de combustibles fósiles, la formación de materias primas y la generación de ingresos para los trabajadores involucrados en procesos de transporte, infraestructura, desarrollo tecnológico y aplicación en sí (Prasara-a y Gheewala, 2017).

Entonces, el uso de cenizas como material de reemplazo parcial del cemento, va más allá de los problemas sostenibles, abarcando aspectos económicos y sociales (Prasara-a y Gheewala, 2017). Sin embargo, la comercialización de residuos y su aplicación en la construcción es casi inexistente, incluso con el creciente interés en materiales complementarios de cemento, derivados de biomasa, en la investigación científica (Roselló et al., 2017), o con la posibilidad de que nuevos materiales pueden mejorar el rendimiento de los edificios y los materiales, promoviendo un mayor control de calidad y minimizando el desarrollo de patologías, por ejemplo. Por lo tanto, es necesario que se realicen más estudios sobre la viabilidad de utilizar residuos de combustión en morteros y hormigón (Ukrainczyk et al., 2016).

Estos estudios fueron impulsados porque, además de que las cenizas muestran buenos resultados como sustitutos parciales del cemento Portland, son subproductos de materias primas baratas y abundantes en todo el mundo, hasta entonces, lanzadas en rellenos sanitarios sin ninguna preocupación ambiental (Moraes et al., 2014; Zajac et al., 2018; Berenguer et al., 2018). En 2012 se descartaron 34 millones de toneladas de CCA. Al año siguiente, en Estados Unidos, se estima



que se produjeron de 1,25 a 5,6 millones de CBCA (Martirena y Monzó, 2017; Paris et al., 2016). Y el uso creciente de biomasa para la generación de energía, una de las fuentes más importantes de producción renovable, con proyecciones de crecimiento para los próximos años, explicando también una mayor disponibilidad de cenizas (Zajac et al., 2018).

O incluso, la confirmación de que países como Brasil pueden tener industrias capaces de beneficiar los residuos de biomasa para su aplicación en la construcción, como se comenta en el trabajo de Moraes et al. (2014) y Regô et al. (2015), por ejemplo. El primero, analizó los posibles usos de los subproductos de la cadena del arroz, el último, caracterizó el CCA producido en el país y su aplicación en matrices cementosas. A partir de los resultados, para ambos se garantizaron las ventajas abordadas, además de demostrar que, de los residuos aquí obtenidos la composición química es poco variable, facilitando así su uso en productos de construcción.

En este sentido, el objetivo del presente trabajo es verificar la viabilidad técnica de utilizar diferentes tipos de cenizas de biomasa - CAE, CBCA y CCA -, en diferentes porcentajes de sustitución, como material cementante suplementario en morteros mixtos, que contiene en su composición dos aglomerados, cemento y cal, con el objetivo de reducir parcialmente el cemento Portland.

## 2. MATERIALES Y MÉTODOS

### 2.1 Materiales e caracterización

El mortero de referencia utilizado es de tipo mixto - cemento Portland, cal hidratada, agregado fino natural y agua tratada, según lo especificado por NBR 13529 (ABNT, 2013). El cemento es de alta resistencia inicial (CP - V ARI) o tipo III, para NBR 5733 (ABNT, 1991) y ASTM C 150M-20, respectivamente. Se eligió el cemento porque tiene poca o ninguna adición en su composición, proporcionando una mejor investigación del comportamiento del material debido a la incorporación de residuos.

La cal utilizada está hidratada con carbonatos, clasificados como CH - III, según NBR 7175 (ABNT, 2003) y ASTM C 206-3, otorgando a la mezcla mayor plasticidad, mejor trabajabilidad y mayor retención de agua, además de ser tradicionalmente utilizado en la región y fácil de obtener. Finalmente, el agregado fino es arena natural seca, con nombre comercial "medio" y especificaciones según NBR 7211 (ABNT, 2009), sin ningún tipo de tratamiento como tamizado o lavado. La arena se extrajo mediante dragado en los ríos Veríssimo y Paranaíba en la ciudad de Catalão - GO.

Los tres tipos de cenizas de biomasa vegetal utilizados son subproductos de la combustión, utilizados para generar calor y energía, clasificados como clase C por ASTM C 618, puzolanas vegetales para uso en hormigón. El CAE se obtuvo de una empresa minera y procesadora de niobio y fosfato, el residuo proviene del uso de astillas de eucalipto en hornos para la generación de calor, con el fin de secar la roca fosfórica, donde las temperaturas alcanzan entre 1000 y 1100° C El CBCA, suministrado por una planta productora de azúcar, etanol y energía, se retira de las calderas, donde se quemaba el bagazo de caña de azúcar para generar energía. CCA es un subproducto de una industria alimentaria, que utiliza la cáscara para generar calor, con el fin de beneficiar al café. Para los dos últimos, no se disponía de información sobre el proceso de obtención de residuos.

La composición química determinada por Resende (2013), de Souza et al. (2014) y Berenguer et al. (2018), realizadas mediante la técnica de espectrometría de fluorescencia de rayos X, se muestra en la Tabla 1, son cenizas con particularidades similares a las aquí estudiadas.

Tabla 1. Concentración de óxido (% en masa) de la ceniza analizada

| Compuestos                     | CAE<br>(Resende, 2013) | CCA (de Souza et<br>al., 2014) | CBCA (Berenguer<br>et al., 2018) |
|--------------------------------|------------------------|--------------------------------|----------------------------------|
| SiO <sub>2</sub>               | 6,38                   | 93,25                          | 84,86                            |
| Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> | 22,60                  | <0,1                           | 1,91                             |
| Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> | 10,90                  | 0,02                           | 3,83                             |
| CaO                            | 27,40                  | 0,57                           | 2,96                             |
| MgO                            | 6,15                   | 0,19                           | 2,54                             |
| TiO <sub>2</sub>               | 2,41                   | <0,1                           | 0,75                             |
| P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>  | 2,75                   | 0,51                           | 0,38                             |
| Na <sub>2</sub> O              | 0,28                   | -                              | 0,47                             |
| K <sub>2</sub> O               | 4,29                   | 2,18                           | 1,38                             |
| MnO                            | 0,41                   | 0,25                           | 0,19                             |

## 2.2 Tratamiento de cenizas

Los residuos de biomasa fueron sometidos a un pretratamiento de tamizado y triturado garantizando un aumento de la superficie específica, con partículas de menor granulometría y, así, favoreciendo la aparición de actividad puzolánica. Estos procedimientos sugeridos por Ramos et al. (2013), Matos y Sousa-Coutinho (2013), Salvo et al. (2015), Modolo (2015), Ataie y Riding (2016).

Así, las cenizas fueron pasadas a través del tamiz de malla 50 (apertura de 297  $\mu\text{m}$ ), eliminando partículas gruesas, en su mayoría formadas por material inerte, como suelo y fragmentos de roca. Luego, molidas en un molino de bolas durante 30 minutos a una rotación de 30 rpm; durante períodos más largos, las partículas comienzan a agregarse (Xu et al., 2015).

## 2.3 Estándares normativos y pruebas experimentales

### 2.3.1 Caracterización de partículas

La prueba de densidad de partículas siguió la metodología propuesta por la Corporación Brasileña de Investigación y Agricultura - EMBRAPA (2011) utilizando el método de matraz volumétrico. Las muestras de 20 g, separadas en recipientes de masa conocida, se secaron en un horno a 105 ° C durante 24 horas. Posteriormente, se enfría en un desecador, se pesa y se transfiere a un matraz aforado de 50 ml que contiene alcohol etílico, con el fin de eliminar el aire o los vacíos de las cenizas y el cemento.

Para el índice de finura de las cenizas, NBR 15894-3 (ABNT, 2010), se dispersaron 20 g de muestra en 400 ml de solución de hexametáfosfato de sodio a 12,5 g / ly se tamizaron en una malla de 45  $\mu\text{m}$ , diámetro nominal de 200 mm, bajo un flujo constante de agua con un caudal de 5 l / s durante 10 min. El material retenido se transfirió a un vidrio de reloj, se colocó para secar en un horno a 105 ° C durante 24 horas, determinando así su masa seca. Para aquellos con 20% o más de material retenido en el tamiz de 45  $\mu\text{m}$ , se pueden clasificar como puzolanas, NBR 12653 (ABNT, 2014).

En cuanto al índice de finura del cemento NBR 11579 (ABNT, 1991), por el método manual, el tamiz utilizado fue el de malla de 75  $\mu\text{m}$  y el número 200. El ensayo consiste en un tamizado de manera que, inicialmente, se pesaron 50 g de muestra y, terminado sólo cuando el material pasante corresponde a una masa inferior a 0,05 g. Esta propiedad también se puede evaluar siguiendo las indicaciones de NBR NM 76 (ABNT, 1998) o ASTM C 204-05, para el Método Blaine.

Las pruebas de gravimetría permitieron determinar el contenido de humedad, NBR NM 24 (ABNT, 2003) y ASTM D 3173-73, donde se pesó 1 g de cada muestra, secada en estufa a 105  $\pm$  4 ° C durante 30 min., Con periodos posteriores de 10 min., hasta que la masa alcanzada sea constante. Los resultados determinados deben ser menores o iguales a 3 (tres), como se indica en NBR 12653 (ABNT, 2014).

En la pérdida de fuego, NBR NM 18 (ABNT, 2004) por el Método n° 1, las muestras de ceniza se calcinaron en un horno en mufla - Graus Bravac M2 Eletrico Inox -, durante 50 min. a 900 °C a una velocidad de calentamiento de 35 °C / min. Una vez quemados, los crisoles se dejaron en la mufla durante 5 (cinco) horas y, posteriormente, se colocaron en un desecador para su enfriamiento y posterior pesado. El mismo procedimiento se puede realizar siguiendo las recomendaciones de ASTM D 7348-13, en un solo paso, a una temperatura máxima de 900 °C (Método B). Para ser clasificado como puzolanas, NBR 12653 (ABNT, 2014), los límites de pérdida deben ser menores o iguales a 6.

### 2.3.2 Aprovechamiento, moldeado de probetas y curado

Se estudió la influencia de la reposición parcial de CCA, CBCA y CAE en el desempeño del mortero comparando el comportamiento de una línea tomada como referencia, sin residuos, y otra con la reposición del 15 y 30% en peso de cemento Portland para cada uno. tipo de ceniza, Cuadro 2. Estos niveles de sustitución se definieron con base en los mejores resultados presentados en la investigación de Paris et al. (2016), Hossain et al. (2016), Abbas et al. (2017), Izabelle et al. (2011), Resende (2013) y Ukrainczyk et al. (2016).

La traza en volumen fue 1: 1: 6 (cemento, cal y arena), que se puede utilizar como mortero para colocación y recubrimiento, para ASTM C 270-19, mortero tipo N. Y considerando el análisis de Dubaj (2000) y Campos (2014), esta proporción presentó un mejor comportamiento para las propiedades del mortero. La cantidad de agua se determinó mediante el índice de consistencia, NBR 13276 (ABNT, 2016), fijado en el rango de  $265 \pm 5$  mm.

Los cuerpos de pruebas prismáticos con sustitución parcial del cemento se identificaron con las siglas correspondientes a cada ceniza - CCA, CAE y CBCA - y con índice 15, para aquellas con 15% de reposición, o 30, para aquellas con 30% de reposición. Las muestras moldeadas con la línea de referencia, fueron identificadas con el acrónimo CPR (cuerpo de prueba de referencia).

La proporción de masa utilizada en la preparación de los cuerpos de pruebas de mortero se llevó a cabo de manera que el total de materia seca de la mezcla fuera igual a 2,5 kg, Tabla 2. La mezcla se preparó según el método especificado por NBR 16541 (ABNT, 2016), sin mezclador mecánico. Y para alcanzar el índice de consistencia establecido, se realizó la prueba de consistencia esparciendo sobre la mesa (tabla de flujo), NBR 13276 (ABNT, 2016).

Tabla 2. Proporción de masa (kg) de los materiales utilizados para la producción de morteros.

| Muestra | Cemento | Cal   | Arena Seca | Ceniza | Agua  |
|---------|---------|-------|------------|--------|-------|
| CPR     | 0,258   | 0,103 | 2,130      | 0,000  | 0,625 |
| CCA15   | 0,219   |       |            | 0,039  | 0,750 |
| CCA30   | 0,181   |       |            | 0,077  | 0,650 |
| CBCA15  | 0,219   |       |            | 0,039  | 0,625 |
| CBCA30  | 0,181   |       |            | 0,077  | 0,625 |
| CAE15   | 0,219   |       |            | 0,039  | 0,670 |
| CAE30   | 0,181   |       |            | 0,077  | 0,725 |

Una vez preparada la mezcla, se moldearon los cuerpos de pruebas (CDP) en formato prismático, con dimensiones de 4cm x 4cm x 16cm, produciéndose 3 (tres) cuerpos de pruebas por edad para el mortero de referencia y para cada tipo de ceniza con las dos tiras de recambio, totalizando 42 cuerpos de pruebas (NBR 13279, 2005; BS EN 1015-11). Después del moldeo, los moldes con la mezcla se envolvieron con papel film y se sometieron a curado en seco en un ambiente de laboratorio, a una temperatura de  $23^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$  y humedad relativa del  $60 \pm 5\%$ .

Se sabe que, con la pérdida de agua y humedad durante el curado, las propiedades mecánicas y de absorción de agua se verán comprometidas, de ahí la necesidad de que se lleve a cabo dentro de las normas establecidas por ASTM C 309-19 y ASTM C 1315-19. Sin embargo, la elección de un curado no sumergido refleja el carácter de la investigación en la identificación del comportamiento de las cenizas en los sistemas cementosos, especialmente con respecto a su capacidad para interferir con la humedad necesaria para hidratar el cemento.

Transcurridas 48 horas, dado el final del período de curado, los CDP se retiraron de los moldes y se envolvieron nuevamente en film hasta el momento de las pruebas de resistencia mecánica.

### 2.3.1 Evaluación de morteros en estado endurecido

Los ensayos de tracción en flexión y compresión simple, NBR 13279 (ABNT, 2005) y BS EN 1015-11, se realizaron con el fin de analizar el desarrollo de la resistencia mecánica del mortero durante el tiempo de curado a 14 y 28 días. El análisis de resistencia se realizó solo para estas edades ya que la reacción puzolánica ocurre lentamente y, por tanto, según Ataie y Riding (2016), para edades tempranas no se obtienen resultados considerables.

Los resultados encontrados para resistencia a la compresión y tracción en flexión a los 14 y 28 días se obtuvieron calculando la resistencia media de los seis cuerpos de pruebas ensayados para compresión y los tres ensayados para resistencia a tracción por flexión, mediante el análisis múltiple de medias utilizando el método de Tukey, al 5% ( $p < 0.05$ ) del nivel de confianza. Además, se respetó el valor de desviación absoluta máxima de 0,5 MPa para los resultados individuales obtenidos en compresión y de 0,3 MPa para los obtenidos en el ensayo de tracción por flexión, NBR 13279 (ABNT, 2005).

La prueba de absorción de agua por capilaridad se realizó a los 28 días, según lo prescrito por NBR 15259 (ABNT, 2005). Inicialmente se determinó la masa de cada espécimen que aún estaba seco y, posteriormente, las muestras se colocaron sobre un soporte dentro de un recipiente con agua, en inmersión parcial para un deslizamiento constante de agua de  $5 \pm 1$  mm. Finalmente, cada muestra se sacó del recipiente, se secó con un paño húmedo y se pesó a los 10 min. y a los 90 min. dado el inicio de la prueba.

## 3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

La caracterización física y química analizada en este estudio, importante para comprender el comportamiento de las partículas y su influencia en las reacciones puzolánicas, se realizó a partir de los resultados obtenidos para la densidad de partículas (DP), la finura (F) de cada elemento, contenido de agua (U) y pérdida por incendio (PI). A partir de los resultados mostrados en la Tabla 3, es posible observar que las muestras que contienen CBCA tuvieron un menor volumen en su composición, así como en los estudios de Kazmi et al. (2017), ya que esta cantidad es inversamente proporcional a la DP (Aprianti et al., 2016). Por tanto, para la CAE, el valor de DP más bajo encontrado, el volumen es diez veces mayor de lo que sería si no hubiera sustitución, según Gluitz y Marafão (2013), y que influirá en la resistencia de los morteros como se verá a continuación.

Tabla 3. Caracterización física de los elementos utilizados

| Muestra | DP<br>(g/cm <sup>3</sup> ) | F      | U     | PI     |
|---------|----------------------------|--------|-------|--------|
| Cemento | 2,73                       | 3,14%  | -     | -      |
| CAE     | 0,25                       | 52,63% | 6,59% | 70,20% |
| CCA     | 0,55                       | 78,67% | 1,81% | 5,79%  |
| CBCA    | 0,84                       | 31,72% | 0,60% | 11,65% |

Además, a partir del DP se puede entender el proceso de acomodación de las partículas que componen el sistema cementoso, cuando están fuertemente entrelazadas y con pocos vacíos, se observa un mejor desempeño mecánico. En este sentido, los mejores resultados de resistencia se deben ver en el CBCA y CCA, ya que luego de ser previamente tratadas - molidas y tamizadas - las muestras presentaron un mayor DP. Sin este tratamiento para CAE, la resistencia u otra propiedad del mortero podría verse afectada negativamente, haciendo que la sustitución del cemento por cenizas, por ejemplo, sea inepta (Martirena y Monzó, 2017; Farinha et al., 2018).

Sin embargo, sabiendo que el comportamiento de un mortero se rige por otras propiedades, el triturado y el tamizado podrían hacer que las cenizas sean altamente reactivas como evidencian Roselló et al. (2017), y con la actividad puzolánica en curso, el rendimiento mecánico del sistema puede ser satisfactorio. Entonces, analizando los resultados para el índice de finura y siguiendo las especificaciones de ASTM C 618-19, CBCA es de hecho una puzolana, el contenido máximo de material retenido en el tamiz de 45  $\mu\text{m}$  es 34%, en comparación con 31, 72% acumulado. Para NBR 12653 (ABNT, 2014) ninguna de las cenizas sería un material puzolánico, el contenido máximo es 20%.

Sin embargo, aunque no son puzolanas dentro de los límites establecidos por la normativa vigente, las partículas más pequeñas, es decir, el poco material que pasa por el tamiz de 45  $\mu\text{m}$ , se concentran cerca de la interface agregado y la matriz del cemento, provocando efecto relleno de huecos o efecto relleno., y que puede contribuir con la ganancia de resistencia en el estado endurecido (Khan et al., 2017; Aprianti et al., 2016; Resende, 2013). Este fenómeno es el mismo que se observa en los sistemas cementosos que contienen cal hidráulica.

Mientras que, para morteros frescos, el índice de finura revela que los de menor valor, en el caso del CBCA, no hay cambio en la trabajabilidad para ningún rango de sustitución, ya que las partículas mayores a 45  $\mu\text{m}$  afectan la plasticidad de la mezcla (Netto, 2006). De igual forma, para la CCA, existe una mayor pérdida de trabajabilidad, especialmente cuando se incrementa la reposición de cemento del 15 al 30%. Afirmaciones igualmente probadas por el índice de consistencia que se encuentran dentro de los límites establecidos por NBR 13276 (ABNT, 2016), Figura 1.

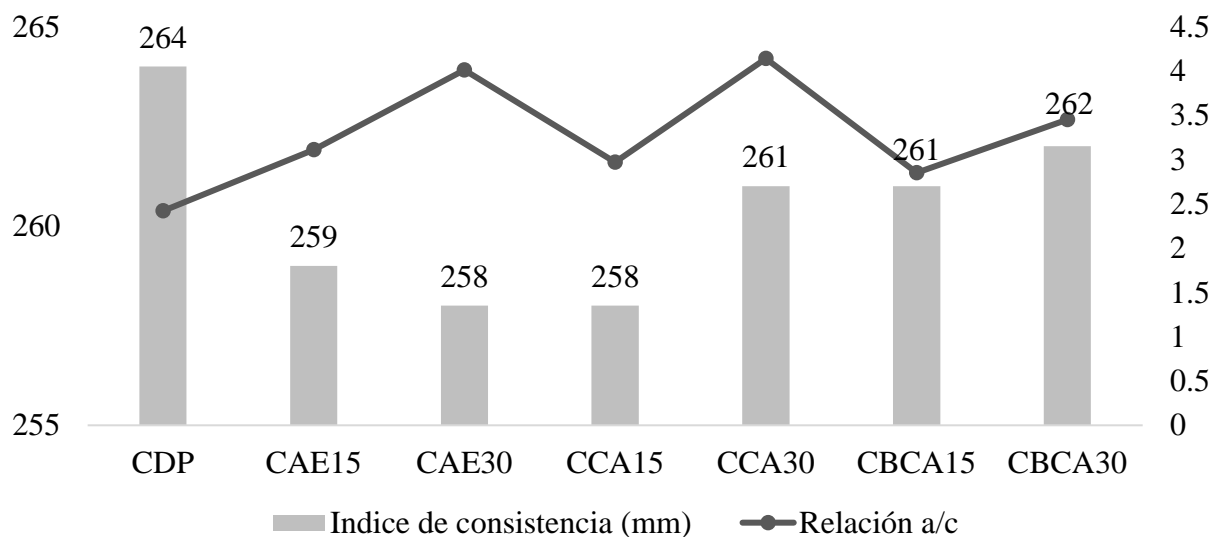


Figura 1. Resultados del índice de consistencia y la relación a / c.

A partir de la prueba del índice de finura también fue posible realizar un análisis visual de las muestras retenidas en el tamiz. Para el CAE, aplicando hexametáfosfato de sodio, un compuesto químico dispersante (Mauri et al., 2011), se notó la presencia de pequeños cristales. Estas partículas

explican el alto contenido de agua en la muestra, Figura 1, debido a la alta capacidad de absorción (Netto, 2006). Justificando no solo el volumen acentuado de agua, que favorece el mantenimiento de la trabajabilidad (Ataie, 2016), sino también la humedad, que es satisfactoria durante el curado del mortero (Rajamma et al., 2009).

Y debido a la naturaleza higroscópica de estos elementos cristalinos, con más agua liberada, hay una mayor pérdida de masa del CAE cuando se somete a la prueba de pérdida de fuego, por esta razón la pérdida del 70,20%, la mayor entre las cenizas analizadas. Además, esta ocurrencia también se debe a la presencia de materia orgánica no quemada (Prasara-a, 2017), que, durante el calentamiento en una mufla, libera otra porción de CO<sub>2</sub> y agua.

De todos modos, la presencia de estos cristales no favorece las propiedades del mortero. Para Aprianti et al. (2016), los elementos amorfos son más reactivos. Sin embargo, debido a que gran parte del material retenido es cristalino y que su finura alcanzó un valor del 52,63%, es posible que el resto de la muestra, material pasante y amorfo, haya compensado la reactividad de la ceniza. Así, para el CAE, la considerable ganancia de resistencia es función del volumen de ceniza añadida al mortero por su bajo DP, como se indicó anteriormente.

Y con respecto a la demanda de agua en las muestras, utilizando el índice de consistencia, Figura 1, en relación al CPR, existe una alta cantidad de agua para mezclas que contienen cenizas en reemplazo parcial del cemento, excepto CBCA. La mayor cantidad requerida fue para el rasgo CCA30 con un 20% más en comparación con la CPR. Según Ukrainczyk et al. (2016), esto ocurre por la forma irregular y voluminosa de las cenizas. Berra y col. (2015) muestran la alta superficie específica de la ceniza en comparación con el cemento Portland, además de la naturaleza porosa de sus partículas, como sugieren Arif et al. (2016).

Estas características son otros factores que también explican una mayor absorción de agua. Así como, la presencia de una gran cantidad de materia orgánica disponible para la hidratación durante el endurecimiento del mortero, como lo identifica Rajamma et al. (2009) y previamente confirmado por la prueba de pérdida por incendio. Se advierte, por tanto, que la trabajabilidad disminuyó cuando la presencia de ceniza en reemplazo parcial al cemento, corroborando los resultados obtenidos por Belviso (2018), Aprianti et al. (2016), Ukrainczyk et al. (2016) y los discutidos aquí. A pesar de ello, la disminución encontrada fue del 2,3% frente al 34,4% detallado en la literatura. Esta diferencia se debió al tamaño de las partículas seleccionadas, Ukrainczyk et al. (2016), por ejemplo, utilizaron materiales con partículas de hasta 80 µm. En este estudio, optamos por aquellos con máx. 75 µm, valor considerado satisfactorio por Ataie y Riding (2016) para asegurar la reactividad, que es inversamente proporcional a la densidad de partículas, y por tanto influye positivamente en las propiedades mecánicas del mortero.

En general, considerando los análisis para el CAE, que son inversos a los observados en el CBCA y CCA, y siguiendo los requisitos de NBR 12653 (ABNT, 2014), solo las dos últimas pueden clasificarse como puzolanas clase N, por contenido de agua, humedad y pérdida por fuego. Ambos alcanzaron un contenido de humedad inferior al 3% y no superaron el 10% del valor de pérdida por incendio. Y sumando el comportamiento de la ceniza ante las propiedades del mortero en estado plástico, trabajabilidad y absorción de agua, se espera una mejor reactividad en muestras que contienen CCA.

Entonces, con respecto a los resultados en sí mismos, no hubo una ganancia significativa en la resistencia a la compresión a los 14 días para ninguna de las muestras, Figura 2, como en Paris et al. (2016) y Abbas et al. (2017). Los CDP con un contenido de reemplazo de cemento del 15% lograron un mejor rendimiento mecánico, especialmente para CAE15. Esto se relaciona con factores como la menor tasa de reposición del cemento (García y Sousa-Coutinho, 2013; Carrasco et al., 2014; Ukrainczyk et al., 2016), a mayor cantidad de material reactivo, mejor trabajabilidad, cuando en comparación con CDP, y una mayor absorción de agua.

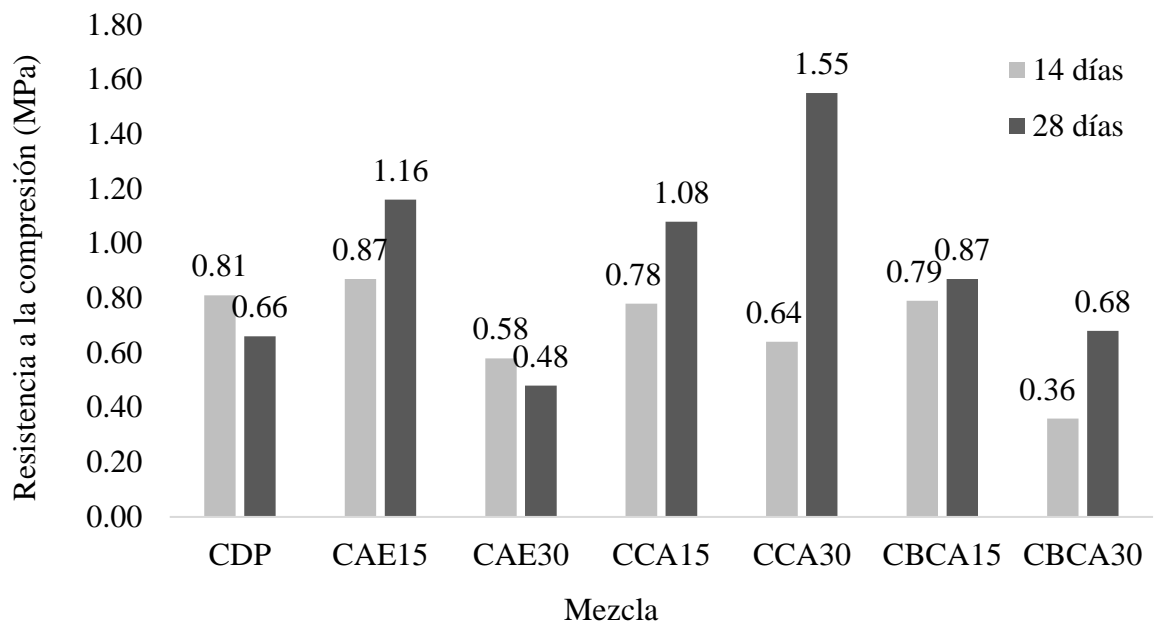


Figura 2. Comparación entre la resistencia promedio lograda en la prueba de compresión simple para cada mezcla a los 14 y 28 días (método de Tukey  $p < 0.05$ ).

La causa del bajo desempeño del CDP se justifica por la no ocurrencia del efecto sinérgico entre la hidratación del cemento y la reacción puzolánica, que influye directamente en la resistencia a la compresión del mortero (Isaia, 2003; Berra et al., 2015). Por un lado, la mala acción de hidratación se debe posiblemente al uso de moldes de madera para moldear el CDP, un material de naturaleza permeable, y poca retención de agua durante el curado, como era de esperar. Por otro lado, la lenta reacción del cemento gris, Carrasco et al. (2014) y Rosales et al. (2017), sugieren que son necesarios períodos prolongados para que existan efectos considerados positivos en la resistencia a la compresión.

A los 28 días, el CAE30 no mostró ganancia de resistencia, las causas son las mismas que las señaladas para el CAE15 a los 14 días. Confirmando que las cenizas tienden a contribuir al desarrollo de resistencias mecánicas por su puzolanicidad y actividad hidráulica, como en Berra et al. (2015). Los mejores resultados se obtuvieron para muestras con un contenido del 15% y para CCA30, estos también fueron identificados por Rajamma et al. (2009) y Wang (2015). En CCA30, la muestra con mayor ganancia de resistencia, se debe a la alta cantidad de sílice en su composición (Fernandes et al., 2016), Tabla 1, que puede reaccionar más fácilmente con el CH liberado, aumentando la resistencia de los morteros (Jamil et al., 2016).

Así, se puede decir que, incluso sin una ganancia significativa en la resistencia a la compresión, se consideró aceptable la sustitución parcial del cemento por cenizas de biomasa en un 15% en masa. Los resultados identificados en la Figura 2 y los encontrados por Rajamma et al. (2015), García y Sousa-Coutinho (2013), Carrasco et al. (2014) y Ukrainczyk et al. (2016), señalan que la resistencia de las muestras que contienen cenizas es mayor que la encontrada en CPR para diferentes tiempos de curado, es decir, 28 días para aquellas que contienen el residuo de biomasa y 90 días para aquellas sin material cementoso adicional.

De manera análoga, analizando los resultados obtenidos para la resistencia a la tracción por flexión, Figura 3, se observó que solo las trazas CBCA30 y CCA30 no superaron la resistencia CPR y que para CAE30 se alcanzó el mismo valor a los 14 días. Para la edad de 28 días, las trazas que contienen cenizas obtuvieron un mejor comportamiento para la resistencia a la tracción en flexión que para la compresión simple, lo que confirma el efecto retardado de las reacciones del cemento gris, principalmente para un 15% de reposición.

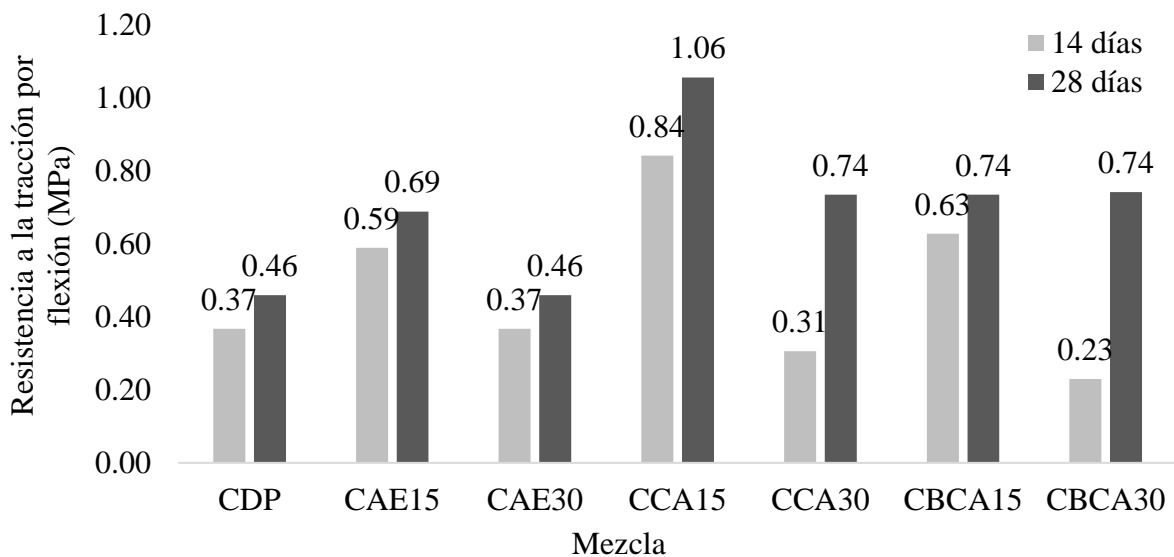


Figura 3. Comparación entre la resistencia media alcanzada en el ensayo de tracción por flexión para cada mezcla a los 14 y 28 días (método de Tukey  $p < 0,05$ ).

Sin embargo, los resultados de la flexión difieren de los obtenidos por Rajamma et al. (2009), donde hubo una reducción gradual de la resistencia con el aumento del porcentaje de ceniza y, en consecuencia, un aumento de las reacciones puzolánicas, especialmente para tasas de reemplazo superiores al 20% (Chowdhury et al., 2015). Este fenómeno se puede controlar mediante la reactivación de los residuos y los procesos de trituración, como se hizo con las cenizas aquí estudiadas, lo que confirma la necesidad de someterlas a este tipo de pretratamientos, como señalan Jamil et al. (2016).

Finalmente, para identificar el fenómeno de la absorción de agua se siguieron las especificaciones presentadas por NBR 15259 (ABNT 2005). Establece que el índice de absorción de capilaridad debe calcularse como el promedio de las tres muestras sometidas a inmersión en agua durante 10 min y 90 min, Figura 4.

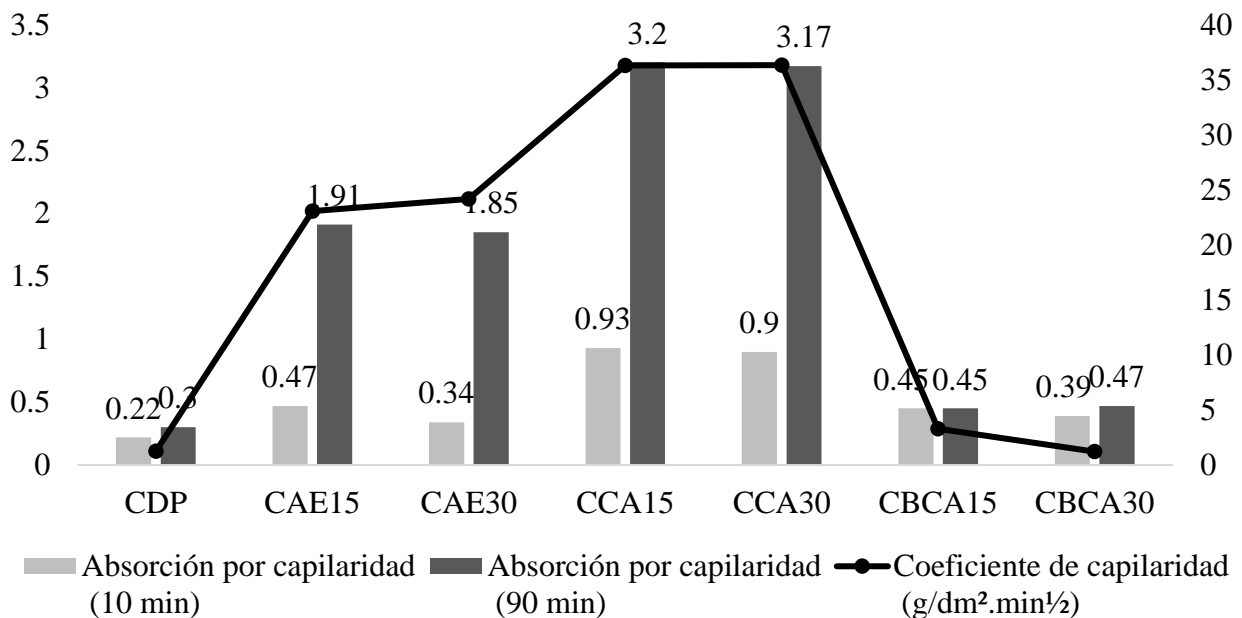


Figura 4. Prueba de absorción a los 28 días.



A partir de los resultados encontrados, se puede ver que la tasa de absorción disminuye, aunque sea de manera expresiva, a medida que la tasa de reemplazo de cemento aumenta del 15 al 30%. Según lo presentado por Jamil et al. (2016), Elinwa y Ejeh (2003), quienes identificaron una reducción en la absorción de agua, al agregar ceniza a razón del 15% en morteros, con un valor promedio de aproximadamente 0.8% y 1.25%, menos del 10% aceptado para materiales de construcción. Sin embargo, divergiendo de los estudios de Chowdhury et al. (2015), en el que la relación de absorción y adición de cenizas es directamente proporcional.

Para los valores más altos, CAE30 y CAE15, se produjeron por la presencia de poros abiertos en la estructura, lo que confirma los resultados de las pruebas de granulometría e índice de finura. En presencia de partículas de diferentes tamaños, aumenta la capacidad de absorción de agua. Por tanto, debido a la uniformidad y finura de los CBCA, la penetración de agua en ellos tiene valores cercanos a los del CPR. Por lo tanto, se concluye que la absorción disminuye a medida que disminuye la cantidad de huecos, por lo que el CBCA se puede utilizar como material de relleno. También es claro que, al aumentar los porcentajes de cenizas, se llenarán los huecos permeables, minimizando la tasa de absorción (Jamil et al., 2016; Rosales et al., 2017; Carrasco et al., 2014). Sobre la cura, según Aprianti et al. (2016), al incorporar material fino en sistemas cementosos, se deben utilizar diferentes procedimientos para promover la hidratación de este concreto. Una opción es el uso de superplastificantes (Ukrainczyk et al., 2016), con el fin de fijar la relación  $a/c$  y garantizar las condiciones de ejecución y rendimiento (Carasek, 2010). Para Ramos et al. (2013), Ataie y Riding (2016) el valor ideal de la relación  $a/c$  es equivalente a 0.4 y 0.45, respectivamente. Ante esto, la ceniza con mayor potencial para mejorar las características del mortero como sustituto parcial del cemento es el CCA. En cuanto a CAE y CBCA, se debe evaluar su potencial como material de relleno. Y un posible uso de una mezcla que contenga más de un tipo de ceniza.

#### 4. CONCLUSIÓN

Cenizas aplicadas en matrices cementosas, se evidenció la viabilidad de uso como material cementante adicional, los criterios técnicos analizados están avalados por los encontrados en la literatura. Los pretratamientos redujeron la variación granulométrica de la ceniza, aumentando su superficie específica, y las partículas mejor acomodadas mostraron mayor reactividad. El contenido de materia orgánica no quemada influyó en la pérdida de masa al fuego, pero no lo suficiente como para evitar mejores resultados en el estado endurecido en comparación con el mortero de referencia. Cabe destacar que, de todos los análisis realizados, los morteros que contienen CCA obtuvieron el mejor desarrollo mecánico. El comportamiento de CAE y CBCA sugiere su aplicación como sustituto de la arena, por ejemplo, y puede ser objeto de estudio en futuras investigaciones, el efecto de relleno se identificó por la ganancia de resistencia que se produjo debido al comportamiento de las partículas, similares a las de la cal, ocupando huecos en la matriz de cemento. Sin embargo, no se debe descartar su uso como sustituto del cemento.

En cuanto al contenido de sustitución, para las bandas elegidas, el 15% es el contenido de sustitución ideal, sin embargo, mayores contenidos de sustitución pueden dar como resultado morteros con menor resistencia mecánica o más porosos. Por tanto, la referencia debe ser la aplicación del mortero, ya sea de colocación o de revestimiento, ya sea en zona exterior o interior. Los aquí estudiados, por su línea 1: 1: 6, y los resultados obtenidos, podrían utilizarse para la colocación de mampostería o baldosas cerámicas. Sin embargo, la viabilidad técnica de estas aplicaciones solo puede demostrarse mediante la realización de nuevos estudios.

Y en lo que respecta a la absorción de agua, que fue alta para todos los contenidos de ceniza, el mortero es muy poroso. La sugerencia es que después de realizar el tamizado y triturado de cenizas, se mejore la actividad puzolánica, se reduzca la cantidad de huecos en la matriz cementosa, o el uso de aditivos para controlar la relación  $a/c$ .

## 5. AGRADECIMIENTOS

Los autores desean agradecer al Consejo Nacional de Investigación y Desarrollo (CNPq) por financiar esta investigación (Número de proyecto 552118 / 2011-7).

## 6. REFERENCIAS

- Abbas, S., Kazmi, S. M. S., Munir, M. J. (2017), *Potential of rice husk for mitigating the alkali-silica reaction in mortar bars incorporating reactive aggregates*. Construction and Building Materials. 132:61-70. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.11.126>
- Aprianti, E., Shafiqh, P., Zawawi, R., Hassa, Z. F. A. (2016), *Introducing an effective curing method for mortar containing high volume cementitious materials*. Construction and Building Materials. 107:365-377. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.12.100>
- Arif, E., Clark, M. W., Lake, N. (2016), *Sugar cane bagasse ash from a high efficiency co-generation boiler: Application in cement and mortar production*. Construction and Building Materials. 128:287-197. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.10.091>
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (1991). *NBR 11579: Cimento Portland – Determinação da finura por meio da peneira 75  $\mu$  (n° 200)*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (1991). *NBR 5733: Cimento Portland com alta resistência inicial*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2003). *NBR 7175: Cal hidratada para argamassas – Requisitos*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2003). *NBR NM 24: Materiais pozolânicos – Determinação do teor de umidade*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2004). *NBR NM 18: Análise química – Determinação da perda ao fogo*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2005). *NBR 13279: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação da resistência à tração na flexão e à compressão*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2005). *NBR 15259: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação da absorção de água por capilaridade e do coeficiente de capilaridade*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2010). *NBR 15894-3: Agregados para concreto – Especificação*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2013). *NBR 13529: Revestimento de paredes e tetos de argamassas inorgânicas — Terminologia*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2014). *NBR 12653: Materiais pozolânicos – Requisitos*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2016). *NBR 13276: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação do índice de consistência*. Rio de Janeiro.
- ASTM International. (2005). *ASTM C 204-05 Standard Test Method for Fineness of Hydraulic Cement by Air Permeability Apparatus*. <https://doi.org/10.1520/10.1520/C0204-05>
- ASTM International. (2009). *ASTM C 206-03 Standard Specification for Finishing Hydrated Lime*. <https://doi.org/10.1520/C0206-03R09>
- ASTM International. (2013). *ASTM D 7348 – 13 Standard Test Methods for Loss on Ignition (LOI) of Solid Combustion Residues*. <https://doi.org/10.1520/D7348-13>
- ASTM International. (2017). *ASTM D3173 / D3173M - 17a Standard Test Method for Moisture in the Analysis Sample of Coal and Coke*. <https://doi.org/10.1520/C0204-05>
- ASTM International. (2019). *ASTM C 1315-19 Standard Specification for Liquid Membrane-*

- Forming Compounds Having Special Properties for Curing and Sealing Concrete.* <https://doi.org/10.1520/C1315-19>
- ASTM International. (2019). ASTM C 270-19ae1 *Standard Specification for Mortar for Unit Masonry.* <https://doi.org/10.1520/C0270-19AE01>
- ASTM International. (2019). ASTM C 309-19 *Standard Specification for Liquid Membrane-Forming Compounds for Curing Concrete.* <https://doi.org/10.1520/C0309-19>
- ASTM International. (2019). ASTM C 618-19 *Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete.* <https://doi.org/10.1520/C0618-19>
- ASTM International. (2019). ASTM C 618-19 *Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete.* <https://doi.org/10.1520/C0618-19>
- ASTM International. (2020). ASTM C 150M-20 *Standard Specification for Portland Cement.* [https://doi.org/10.1520/C0150\\_C0150M-20](https://doi.org/10.1520/C0150_C0150M-20)
- Ataie, F. F., Riding, K. A. (2016). *Influence of agricultural residue ash on early cement hydration and chemical admixtures adsorption.* Construction and Building Materials. 106:274-281. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.12.091>
- Belviso, C. (2018), *State-of-the-art applications of fly ash from coal and biomass: A focus on zeolite synthesis processes and issues.* Progress in Energy and Combustion Science. 65:109-135. <https://doi.org/10.1016/j.pecs.2017.10.004>
- Berenguer, R. A., Silva, F. A. N., Torres, S. M., Monteiro, E. C. B., Helene, P., Neto, A. A. de M. (2018), *A influência das cinzas de bagaço de cana-de-açúcar como substituição parcial do cimento na resistência à compressão de argamassa.* Revista ALCONPAT. 8(1):30-37. <https://doi.org/10.21041/ra.v8i1.187>
- Berra, M., Mangialardi, T., Paolini, A. E. (2015). *Reuse of woody biomass fly ash in cement-based materials.* Construction and Building Materials, 76:286-296. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.11.052>
- British Standard (2002). BS EN 1015-18 *Methods of test for mortar for masonry. Determination of water absorption coefficient due to capillary action of hardened mortar.*
- British Standard (2019). BS EN 1015-11 *Methods of test for mortar for masonry. Determination of flexural and compressive strength of hardened mortar.*
- Campos, M. O. (2014), “*Estudo da resistência de aderência à tração e ao cisalhamento de revestimentos de argamassa em substratos de concreto*”. Dissertação Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, p. 321.
- Carasek, H. (2010), *Argamassas.* In: ISAIA, G. C. (Ed.). “*Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais*”. IBRACON, São Paulo, p.1-37.
- Carrasco, B., Cruz, N., Terrados, J., Corpas, F. A., Pérez, L. (2014), *An evaluation of bottom ash from plant biomass as a replacement for cement in building blocks.* Fuel Processing Technology. 118:272-280. <https://doi.org/10.1016/j.fuel.2013.10.077>
- Chatveera, B., Lertwattanakul, P. (2014), *Evaluation of nitric and acetic acid resistance of cement mortars containing high-volume black rice husk ash.* Journal of Environmental Management. 133:365-373. <https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2013.12.010>
- Chowdhury, S., Mishra, M., Suganya, O. (2015), *The incorporation of wood waste ash as a partial cement replacement material for making structural grade concrete: An overview.* Ain Shams Engineering Journal. 6 (2):429-437. <https://doi.org/10.1016/j.asej.2014.11.005>
- de Souza, L. M. S., Fairbairn, E. M. R., Filho, R. D. T., Cordeiro, G. C. (2014), *Influence of initial CaO/SiO<sub>2</sub> ratio on the hydration of rice husk ash-Ca(OH)<sub>2</sub> and sugar cane bagasse ash-Ca(OH)<sub>2</sub> pastes.* Química Nova. 37 (10):1600-16605. <http://dx.doi.org/10.5935/0100-4042.20140258>
- Dubaj, E. (2000), “*Estudo comparativo entre traços de argamassa de revestimento utilizadas em Porto Alegre*”. Dissertação Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, p. 115.

- Elinwa, A. U., Ejeh, S. P. (2003), *Effects of incorporation of sawdust incineration fly ash in cement pastes and mortars*. Asian Architecture Build Eng. 3:1-7. <http://dx.doi.org/10.3130/jaabe.3.1>
- Esteves, T. C., Rajamma, R., Soares D., Silva, A. S., Ferreira, V. M., Labrincha, J. A. (2012), *Use of biomass fly ash for mitigation of alkali-silica reaction of cement mortars*. Construction and Building Materials. 26:687-693. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.06.075>
- Fernandes, I. J., Calheiro, D., Kieling, A. G., Moraes, C. A. M., Rocha, T. L. A. C., Brehm, F. A., Modolo, R. C. E. (2016), *Characterization of rice husk ash produced using different biomass combustion techniques for energy*. Fuel Processing Technology. 165:351-359. <https://doi.org/10.1016/j.fuel.2015.10.086>
- Garcia, M. L., Sousa-Coutinho, J. (2013), *Strength and durability of cement with forest waste bottom ash*. Construction and Building Materials. 41:897-910. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.11.081>
- Gluitz, A. C., Marafão, D. (2013), “*Utilização da cinza da madeira de eucalipto na substituição parcial do cimento Portland em argamassa*”. Trabalho de Conclusão de Curso, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, p. 53.
- Hossain, M. M., Karim, M. R., Hasan, M. K., Zain, M. F. M. (2016), *Durability of mortar and concrete made up of pozzolans as a partial replacement of cement: A review*. Construction and Building Materials. 116:128-140. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.04.147>
- Isaia, G. C., Gastaldini, A. L. G., Moraes, R. (2003), *Physical and pozzolanic action of mineral additions on the mechanical strength of high-performance concrete*. Cement and Concrete Composites. 25:69-76. [https://doi.org/10.1016/S0958-9465\(01\)00057-9](https://doi.org/10.1016/S0958-9465(01)00057-9)
- Jamil, M., Khan, M. N. N., Karim, M. R., Kaish, A. B. M. A., Zain, M. F. M. (2016), *Physical and chemical contributions of Rice Husk Ash on the properties of mortar*. Construction and Building Materials. 128:185-198. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.10.029>
- Kazmi, S. M. S., Munir, M. J., Patnaikuni, I., Wu, F. (2017), *Pozzolanic reaction of sugarcane bagasse ash and its role in controlling alkali silica reaction*. Construction and Building Materials. 148:231-240. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.05.025>
- Khan, M. N. N., Jamil, M., Karim, M. R., Zain, M. F. M., Kaish, A. B. M. A. (2017), *Filler Effect of Pozzolanic Materials on the Strength and Microstructure Development of Mortar*. Journal of Civil Engineering. 21:274-284. <https://doi.org/10.1007/s12205-016-0737-5>
- Martirena, F., Monzó, J. (2017), *Vegetable ashes as Supplementary Cementitious Materials*. Cement and Concrete Research. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2017.08.015>
- Mauri, J., Ruiz, H. A., Raphael, B. A. F., Ker, J. C., Rezende, L. R. M. (2011), *Dispersantes químicos na análise granulométrica de latossolos*. Revista Brasileira de Ciência do Solo. 34:1277-1284. <https://doi.org/10.1590/S0100-06832011000400021>
- Modolo, R. C. E., Silva, T., Senff, L., Tarelho, L. A. C., Labrincha, J. A., Ferreira, V. M., Silva, L. (2015), *Bottom ash from biomass combustion in BFB and its use in adhesive-mortars*. Fuel Processing Technology. 129:192-202. <https://doi.org/10.1016/j.fuproc.2014.09.015>
- Netto, R. M. (2006), “*Materiais pozolânicos*”. Dissertação Mestrado em Construção Civil, Universidade Federal de Minas Gerais, p.149.
- Noor-Ul-Amin, S. (2014), *A multi-directional utilization of different ashes*. Royal Society of Chemistry Advances. 4(107):62769-62788. <https://doi.org/10.1039/C4RA06568A>
- Prasara-a, J., Gheewala, S. H. (2017), *Sustainable utilization of rice husk ash from power plants: A review*. Journal of Cleaner Production. 167:1020-1028. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2016.11.042>
- Rajamma, R., Ball, R. J., Tarelho, L. A. C., Allen, G. C., Labrincha, J. A., Ferreira, V. M. (2009), *Characterization and use of biomass fly ash in cement-based materials*. Journal of Hazardous Materials. 172(2-3):1049-1060. <https://doi.org/10.1016/j.jhazmat.2009.07.109>
- Rajamma, R., Senff, L., Ribeiro, J. A., Ball, R. J., Aleen, G. C., Ferreira, V. M. (2015), *Biomass*

- fly ash effect on fresh and hardened state properties of cement-based materials*". Composites Part B: Engineering. 77:1-9. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2015.03.019>
- Ramos, T., Matos, A. M., Sousa-Coutinho, J. (2013), *Mortar with wood waste ash: Mechanical strength carbonation resistance and ASR expansion*. Construction and Building Materials. 49:343–351. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.08.026>
- Resende, D. S. (2013), "*Estudo do efeito da incorporação de cinzas de cavaco de eucalipto como material cimentício suplementar*". Tese Doutorado em Engenharia de Materiais, Universidade Federal de Ouro Preto, p. 168.
- Rosales, J., Cabrera, M., Beltrán, M. G., López, M., Agrela, F. (2017), *Effects of treatments on biomass bottom ash applied to the manufacture of cement mortars*. Journal of Cleaner Production. 154:424-435. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2017.04.024>
- Roselló, J., Soriano, L., Santamarina, M. P., Akasaki, J.L., Monzó, J., Payá, J. (2017), *Rice straw ash: A potential pozzolanic supplementary material for cementing systems*. Industrial Crops and Products. 103:39-50. <https://doi.org/10.1016/j.indcrop.2017.03.030>
- Salvo, M., Rizzo, M. C., Novajra, G., Canonico, F., Bianchi, M., Ferraris, M. (2015), *Biomass ash as supplementary cementitious material (SCM)*. Advances in Applied Ceramics. 114:S3-S10. <https://doi.org/10.1179/1743676115Y.0000000043>
- Ukrainczyk, N., Vrbos, N., Koenders, E. A. B. (2016), *Reuse of Woody Biomass Ash Waste in Cementitious Materials*. Chemical and Biochemical Engineering Quarterly. 30(2):137-148. <http://dx.doi.org/10.15255/CABEQ.2015.2231>
- Wang, S. (2015), *Cofired biomass fly ashes in mortar: Reduction of Alkali Silica Reaction (ASR) expansion, pore solution chemistry and the effects on compressive strength*. Construction and Building Materials. 82:123-132. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.02.021>
- Xu, W., Lo, Y. T., Ouyang, D., Memon, A., Xing, F., Wang, W., Yuan, X. (2015), *Effect of rice husk ash fineness on porosity and hydration reaction of blended cement paste*. Construction and Building Materials. 89:90-101. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.04.030>
- Zajac, G., Szyszlak-Bargłowicz, J., Gołbiowski, W., Szczepanik, M. (2018), *Chemical Characteristics of Biomass Ashes*. Energies. 11(11):2-15. <https://doi.org/10.3390/en11112885>

## Análisis de durabilidad del hormigón armado con fisuras inducidas por la carga

S. M. M. Pinheiro<sup>1</sup> , M. P. Costa Junior<sup>1\*</sup> 

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

DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v11i2.510>

Recepción: 11/09/2020 | Aceptación: 11/03/2021 | Publicación: 01/05/2021

### RESUMEN

El objetivo de este trabajo es verificar la relación entre la acción de cargas que inducen fisuras y la durabilidad del hormigón armado. Fueron producidos modelos de prueba (especímenes) prismáticos y durante dos años estas muestras fueron sometidas a niebla salina artificial, bajo la acción de una carga central permanente, carga central a corto plazo sin carga (referencia), con un curado de 7 días. Se realizaron pruebas de penetración de cloruros y análisis microestructurales, además del mapeo de fisuras. Se encontró que la carga no influyó en los resultados de penetración de cloruros, sin embargo, se observa que las micrografías y microanálisis muestran una formación de productos de deterioro y posibles microorganismos, en comparación con las probetas que no sufrieron carga.

**Palabras clave:** durabilidad; carga; craqueo; cloruros; microscopía.

**Citar como:** Pinheiro, S. M. M., Costa Junior, M. P. (2021), “Análisis de durabilidad del hormigón armado con fisuras inducidas por la carga”, Revista ALCONPAT, 11 (2), 17 – 37, DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v11i2.510>

<sup>1</sup>Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, Brasil.

#### Contribución de cada autor

En este trabajo, el autor M.P.Costa Junior on las actividades de conceptualización, desarrollo, resultados y discusión, redacción y preparación del texto origina; S.M.M. Pinheiro ontribuyó con las actividades de conceptualización, desarrollo, resultados y discusión.

#### 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 analysis of reinforced concrete with loading induced cracks

### ABSTRACT

The objective of this study is to verify the relationship between the action of loads inducing cracks and the durability of reinforced concrete. Prismatic specimens were produced and for two years these samples were subjected to artificial salt spray, under the action of different types of loading and unloaded (reference), with moist curing for 7 days. Chloride penetration tests and microstructural analysis were carried out. It was observed that loading did not influence the results of chloride penetration. However, it was observed that in the micrographs and microanalysis of the cracked samples the clearer formation of deterioration products and possible microorganisms, compared to the samples that did not suffer loading.

**Keywords:** durability; loading; cracking; chlorides; microscopy.

## Análise da durabilidade de concreto armado com fissuras induzidas por carregamento

### RESUMO

O objetivo desse trabalho é verificar a relação entre a ação de carregamentos induzindo fissuras e a durabilidade do concreto armado. Foram produzidos corpos-de-prova prismáticos e durante o período de dois anos estas amostras foram submetidas à névoa salina artificial, estando sob a ação de carregamento central permanente, carregamento central de curta duração e sem carregamento (referência), sendo realizados ensaios de penetração de cloretos e análise microestrutural, além do mapeamento das fissuras. Verificou-se que o carregamento não influenciou nos resultados de penetração de cloretos, porém, nas micrografias e microanálises das amostras fissuradas observou-se a formação de produtos de deterioração e possíveis microorganismos, em comparação aos corpos-de-prova que não sofreram carregamento.

**Palavras-chave:** durabilidade; carregamento; fissura; cloretos; microscopia.

### 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 del título de la revista 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

Las causas del proceso de deterioro del hormigón armado están directamente relacionadas con la acción de agentes agresivos. Entre los diversos agentes existentes (dióxido de carbono, iones de cloruro y ataque de sulfatos), se encuentra la acción deletérea de los cloruros y el dióxido de carbono ( $\text{CO}_2$ ), que han sido ampliamente estudiados en los últimos años y que siguen siendo un gran desafío para el buen desempeño de estructuras de hormigón armado. Así, las estructuras que están expuestas al medio marino y urbano demandan una calidad mínima del material para asegurar la vida útil y durabilidad de proyecto (Andrade, 2005; Cascudo, 2005; Silvestro et.al., 2021).

Además de las causas químicas, se destacan las causas del proceso de deterioro mecánico, como la sobrecarga y las cargas cíclicas; cuyo síntoma principal es el agrietamiento del hormigón. Estas fisuras deben ser controladas, principalmente por tres motivos: durabilidad por riesgo de corrosión de la armadura, aspecto estético y requisitos funcionales como higiene (proliferación de hongos, microorganismos, etc.) y permeabilidad a gases y agua (Ghali y Favre, 1994; Hearn y Figg, 2001). En condiciones de exposición natural, la durabilidad del hormigón está controlada por su capacidad para prevenir el transporte de iones y fluidos. A menudo el hormigón está sujeto a varios tipos de tensiones (térmicas, mecánicas, etc.) que generan tensiones de tracción que superan la resistencia del material, generando fisuras, que pueden afectar el transporte de agentes agresivos a la mezcla (Lim et al, 2000; Hearn y Figg, 2001; Mehta y Monteiro, 2014).

Las fisuras que se manifiestan por la acción de cargas externas pueden actuar como un factor importante para la entrada de agentes agresivos como iones de cloruro y  $\text{CO}_2$  (carbonatación). Sin embargo, los estudios muestran que las fisuras no son el mayor factor de deterioro de la estructura por corrosión (entrada de agentes agresivos) si no superan las aberturas estipuladas por las normas internacionales y NBR 6118 (ABNT, 2014). En este caso, la calidad del hormigón de revestimiento y el revestimiento nominal en sí son más relevantes para su durabilidad (Konin et. Al., 1998; Helene y Diniz, 2001; Alexander et al, 2001; Cascudo, 2005).

Independientemente de la carga, las características de las fisuras (conectividad, apertura, ancho, largo) juegan un papel fundamental en la durabilidad de las estructuras de hormigón. En este sentido, la NBR 6118 (ABNT, 2014) establece la apertura máxima característica por agrietamiento (identificada en la norma como  $W_k$ ) y protección de las armaduras en términos de durabilidad. Esta norma define la apertura máxima de la fisura de 0,4 mm para el hormigón armado, que varía según la clase de agresividad ambiental, el tipo de estructura de hormigón y las combinaciones de acciones de servicio.

La penetración y difusión de iones cloruro puede ocurrir a través de la fisura como se muestra en la Figura 1.

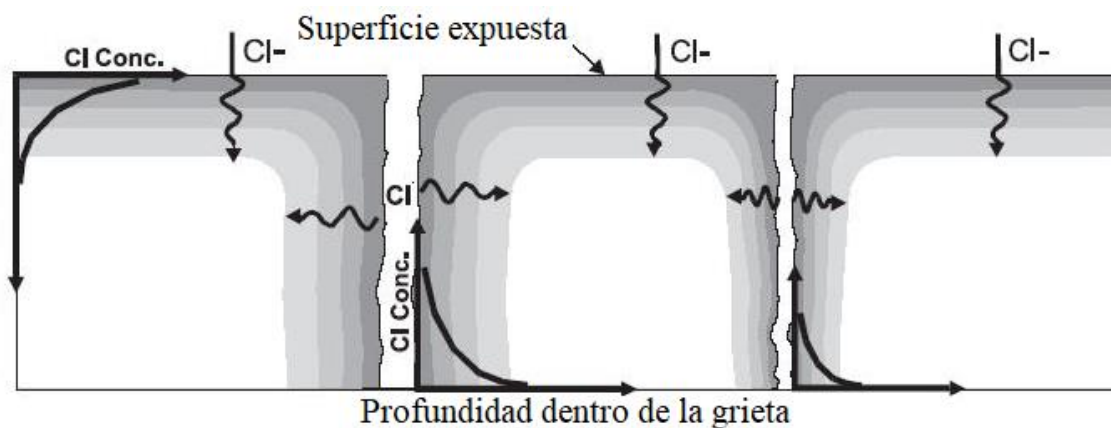


Figura 1. Penetración de cloruros en la superficie y entre fisuras (Ismail et.al., 2006).



Las fisuras actúan como puerta de entrada de agentes agresivos, que tienen un efecto significativo en la difusión de cloruros, ya que facilitan el movimiento de estos agentes a través del hormigón, cuya intensidad depende directamente de la apertura de la fisura (Wang et.al., 2016).

Cuando los iones cloruro se encuentran dentro de la fisura, pueden penetrar a diferentes profundidades, partiendo de la superficie interior de la misma, disolviéndose en la fase acuosa de los poros, formando cloruros libres, que pueden desencadenar el proceso de deterioro del material. También se observa que la concentración de cloruros es alta en la superficie expuesta del concreto, sin embargo, al penetrar en la abertura de la fisura, disminuye con el aumento de la profundidad desde la superficie del material (Ismail et. Al., 2006; Figueredo, 2005; Win y otros, 2004).

Además de los cloruros libres en las soluciones de los poros del hormigón, también puede encontrarlos: combinados químicamente con C-S-H, o como cloroaluminatos, adsorbidos físicamente en las paredes de los poros o libres en las soluciones de los poros del hormigón (Romano, 2009; Crauss, 2010).

De los iones cloruro que penetran en el hormigón, una parte se une al aluminato tricálcico ( $C_3A$ ) formando principalmente cloroaluminato de calcio, también conocido como sal de Friedel -  $C_3A.CaCl_2.10H_2O$ , que se incorpora a las fases del cemento hidratado. Otra parte se absorbe en la superficie de los poros y el resto se disuelve en la fase acuosa de los poros, que forman los cloruros libres que son peligrosos y causan daño a la estructura (Helmuth y Stark, 1992; Figueredo, 2005; Crauss, 2010).

En general, siempre existirá un estado de equilibrio entre las tres formas de ocurrencia de estos iones, de manera que siempre habrá un cierto contenido de  $Cl^-$  libre en la fase líquida del hormigón (Helmuth y Stark, 1992; Fortes y Andrade, 1995; Cascudo, 1997). Los cementos con niveles bajos de  $C_3A$  tienen menos capacidad para inmovilizar iones cloruro mediante la formación de cloroaluminato de calcio hidratado. Con la formación de este compuesto, hay una disminución en la concentración de iones cloruro libres en la solución acuosa de los poros del hormigón.

La penetración de los cloruros en forma de cloruros libres depende de factores como el tipo de iones positivos (cationes) asociados a los cloruros, el momento de acceso al hormigón antes o después del endurecimiento, la presencia de otro ión negativo (anión) como el sulfato, el tipo de cemento utilizado en la producción de hormigón, la calidad de la producción y curado del hormigón, la humedad ambiental, la relación agua/cemento, el estado de carbonatación y el consumo de cemento por  $m^3$  de hormigón. Analizando la resistencia a la penetración de iones cloruro, Leng et.al. (2000) y Oh et.al. (2002) encontraron que la difusión de iones cloruro aumenta con el aumento de la relación agua/cemento, y los cementos con cenizas volantes y escoria de horno alto tienen alta resistencia a la difusión (Helene, 1997; Song et. al., 2008; Lawrence, 2006).

En este contexto, este artículo presenta un análisis de la durabilidad en hormigón armado bajo diferentes condiciones de carga, durante el período de 24 meses. Se analizó la profundidad de penetración de los iones cloruro, además del análisis microestructural.

## 2. PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL

El programa experimental se llevó a cabo con los siguientes pasos: caracterización de los materiales, dosificación de las muestras. Después de la dosificación, se moldearon dos tipos de muestras (prismáticas y cilíndricas).

Después de moldear y deformar, los modelos de prueba prismáticos se sometieron a curado húmedo durante 7 días, luego se aplicaron diferentes tipos de cargas y se sometieron a niebla salina, en un ambiente natural hasta las fechas de prueba (edades 6, 12, 18 y 24 meses). En estas edades, se evaluaron las profundidades de cloruro y se realizó el Análisis Microestructural (SEM y EDS).

En cuanto a las probetas cilíndricas, después del moldeo se deformaron y curaron (curado en húmedo) durante 28 días. Al final de este período, se realizaron pruebas de resistencia a la compresión axial.

El trabajo finalizó con el análisis de los resultados y las consideraciones finales. Todos estos pasos serán detallados a continuación.

En cuanto a los materiales, el cemento Portland utilizado en esta obra fue CP III 40-RS (cemento Portland de Alto Horno), cuya concentración de escoria granular de alto horno en el cemento puede llegar al 75%. Para la composición de la mezcla se utilizaron los siguientes materiales: arena (mediana) de río, disponible y utilizada en la región de Campinas - SP, grava 9.5/25 (B1 - basalto) con una dimensión característica máxima de 19 mm y polifuncional aditivo a base de lignosulfonato, con una masa específica de 1,18 g/cm<sup>3</sup>. En la producción de los modelos de prueba de hormigón prismático se utilizó una barra de acero CA50 con un diámetro nominal de 10 mm. Las mezclas experimentales elegidas según la dosificación del hormigón utilizado en esta investigación, cuya proporción de aglomerado: agregado adoptados fue de 1: 5 en masa. En este sentido, cumpliendo con este requisito, la traza adoptada fue 1: 2: 3 (cemento: arena: grava) (en masa), con una relación agua/cemento de 0,42.

La elección de la relación cemento: arena: grava de 1: 2: 3 se debió a su buena concentración de mortero. Se adoptó la relación agua / cemento de 0,42 con el objetivo de obtener hormigón más resistente a la exposición en medios agresivos, según la NBR 6118 (ABNT, 2014). La clase adoptada para el hormigón moldeado en este estudio fue C50. La dosificación y la relación agua/cemento adoptada en este trabajo se utilizan y evalúan desde el año 2000 dentro del proyecto de investigación sobre durabilidad de la capa de recubrimiento, en el laboratorio de materiales de construcción de la Unicamp.

La cantidad de aditivo utilizado fue necesaria para mantener una adecuada trabajabilidad para el molde de los modelos de prueba en mesa vibratoria, debido a la baja relación agua/cemento empleada. El índice de consistencia, determinado por la prueba de revenimiento ( $4 \pm 1$  cm), se encontró mediante un tronco cónico (según NBR 16889, 2020). Este valor de abatimiento, a pesar de no ser muy utilizado en las obras comunes, se adoptó para el hormigón, ya que se deseaba obtener una trabajabilidad mínima en la que el hormigón fuese moldado para la producción de modelos de prueba con vibración mecánica.

El consumo de materiales utilizados para moldear los modelos de prueba prismáticos y cilíndricos se puede ver en la tabla 1.

Tabla 1. Especificación de los materiales utilizados en el trabajo experimental.

|                  | <b>Cemento (Kg/m<sup>3</sup>)</b> | <b>Aditivo (Kg/m<sup>3</sup>)</b> | <b>Arena (Kg/m<sup>3</sup>)</b> | <b>Grava (Kg/m<sup>3</sup>)</b> | <b>Agua (Kg/m<sup>3</sup>)</b> |
|------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|--------------------------------|
| 1 : 2 : 3 : 0,42 | 398                               | 2,4                               | 796                             | 1194                            | 167                            |

Para la caracterización del hormigón se utilizaron modelos de prueba cilíndricos, evaluando sus propiedades mecánicas (resistencia a la compresión axial) (Tabla 2).

Tabla 2. Serie de probetas cilíndricas.

| <b>Serie</b> | <b>Tipo de curado</b>               | <b>Fecha de la prueba</b> |
|--------------|-------------------------------------|---------------------------|
| M6um         | Inmerso hasta la fecha de la prueba | 28 días                   |
| M12um        |                                     |                           |
| M18um        |                                     |                           |
| M24um        |                                     |                           |

La mezcla usada fue mecánica, utilizando una hormigonera de eje inclinado. Para cada serie, se moldearon y ensayaron 4 modelos de prueba cilíndricos de 10 cm de diámetro y 20 cm de altura a la edad de 28 días, según NBR 5739 (ABNT, 2018). Los modelos de prueba fueron moldeados en dos capas, sobre mesa vibratoria, en el tiempo necesario para permitir una adecuada compactación

del hormigón en el molde, según NBR 5738 (ABNT, 2015).

Después del moldeo, los cuerpos de prueba se cubrieron con lonas plásticas hasta el momento de la deformación, que ocurrió 48 horas después del momento del moldeo. Este período de liberación se adoptó debido a la deformación de los especímenes prismáticos. Luego, las muestras se sometieron a curado sumergido durante 28 días.

Se moldearon 6 modelos de prueba prismáticos para cada edad (6, 12, 18 y 24 meses), 2 de las muestras sin carga, 2 de las muestras bajo carga central de corta duración y 2 de las muestras bajo carga central permanente, en las dimensiones de 1.39x0.1x0.1m. Los moldes se definieron en estas dimensiones porque son los mismos que se utilizan en otras investigaciones realizadas en el Laboratorio de Materiales de Construcción de la Unicamp.

La mezcla del hormigón para la producción de los cuerpos de prueba prismáticos fue mecánica en una hormigonera de eje inclinado. Se utilizó una barra de acero CA50 con un diámetro nominal de 10 mm ( $\varnothing 10$ ), con un recubrimiento nominal de 30 mm, aunque la corrosión del acero no es el alcance de este trabajo. La cobertura adoptada (30 mm) se definió según el trabajo realizado por Martins (2001), además del trabajo de Midness y Young (1981), Illston (1994), Alexander et.al. (2001) y Figueiredo y Nepomuceno (2004).

Los modelos de prueba prismáticos se moldearon de dos en dos. Para mantener la cobertura se colocaron 3 espaciadores de 30 mm a lo largo de la barra de acero. La figura 2 muestra las dimensiones del cuerpo de prueba prismático y la posición de la barra de acero.

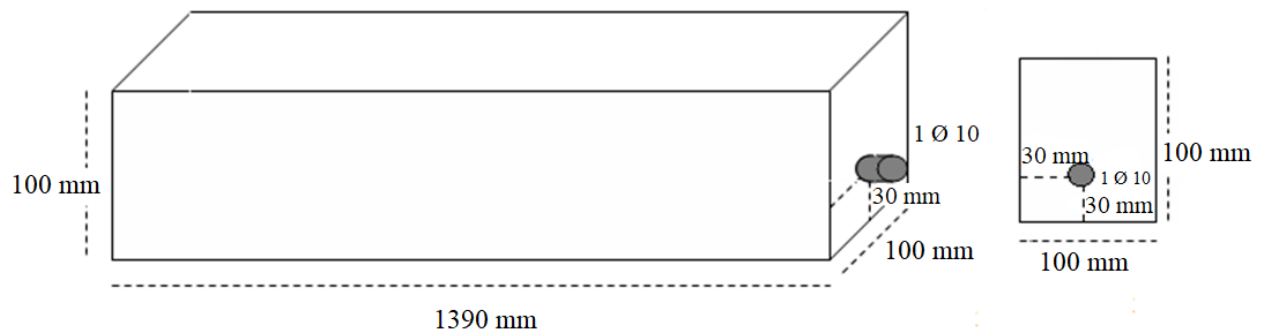


Figura 2. Esquema de dimensiones de los modelos de prueba prismáticas.

Después del moldeo, los especímenes prismáticos permanecieron en los moldes durante 48 horas, cubiertos con lona plástica. Este plazo se adoptó porque no fue posible deformar y principalmente transportar estos especímenes antes de las 48 horas, ya que se agrietaron durante la manipulación.

Después de este período, se sometieron a un curado húmedo, donde se sumergieron en agua saturada de cal hasta la edad de 7 días. Este período se definió con base en las recomendaciones de Thomaz (2005), Castro (2003), Braun (2003) y ACI 308 (2016), que determinaron al menos 7 días de curado, independientemente del tipo de cemento adoptado. Además de las referencias mencionadas, se adoptó la edad de 7 días de curado por ser el término utilizado en las obras brasileñas para el curado de piezas estructurales.

Se definió la forma de cargar los especímenes prismáticos, que tendría las siguientes situaciones:

- Sin carga (SC). Se adoptó para que sirva de referencia en la comparación entre los otros dos tipos de carga.
- Carga central a corto plazo (CCCD). Aplicación de una fuerza  $P$  concentrada a la muestra prismática hasta que aparezca la primera fisura, y luego se retira. Optamos por la elección de esta carga para comprobar el comportamiento del hormigón ante una situación de fisuras que puedan surgir a lo largo de la vida de la estructura por la acción de cargas puntuales, es decir, casos en los que exista una sobrecarga de corta duración. sobre la estructura, con apariencia de fisura. En este caso, como la carga es de corta duración, la fisura puede

desaparecer cuando se retira la carga, pero ya se han producido tensiones y microgrietas internas en el material;

- Carga central permanente (CCP). Los modelos de prueba prismáticos sufrieron una carga hasta la fecha de las pruebas de durabilidad. Este tipo de carga se eligió para que el modelo de prueba prismática presentara fisuras superficiales y permaneciera abierta durante todo el período de exposición, hasta las fechas de prueba. Así, en las fechas de ensayo se puede observar la influencia de la fisura en la profundidad de penetración del cloruro y en la microestructura del hormigón.

Para la máxima apertura de fisura, se adoptó como parámetro el límite establecido por la norma NBR 6118 (ABNT, 2014) de durabilidad, relacionado con fisuración y protección de la armadura, según la clase de agresividad ambiental. Así, la apertura máxima de la fisura en los modelos de prueba prismáticos, que estaban bajo carga constante, estaba entre 0,3 mm y 0,4 mm (Figura 3). Las aberturas de fisuras se mapearon a lo largo del tiempo, hasta la fecha de prueba de las muestras.



Figura 3. Medición de la apertura de la fisura en el centro de la muestra prismática con un fisurómetro.

Los especímenes prismáticos estuvieron bajo carga constante hasta las fechas de prueba. El esquema que se muestra en la Figura 4 muestra los modelos de prueba prismáticos apoyadas sobre especímenes cilíndricos de hormigón (10x20 cm) con un pórtico central compuesto por dos placas de acero y dos barras roscadas (9,5 mm, 3 tuercas, 3 arandelas y dos placas de acero de 8x300x100 mm) aplicando la carga de 250 kgf, provocando agujeros en el centro de las vigas, con aberturas de hasta 0,3 mm (dentro de los límites de la norma NBR 6118). La carga se realizó aplicando un torque de 0.5 Kgfm, con una llave dinamométrica, a las barras roscadas y, consecuentemente, se aplicó la fuerza concentrada al modelo de prueba prismático causando la fisura.



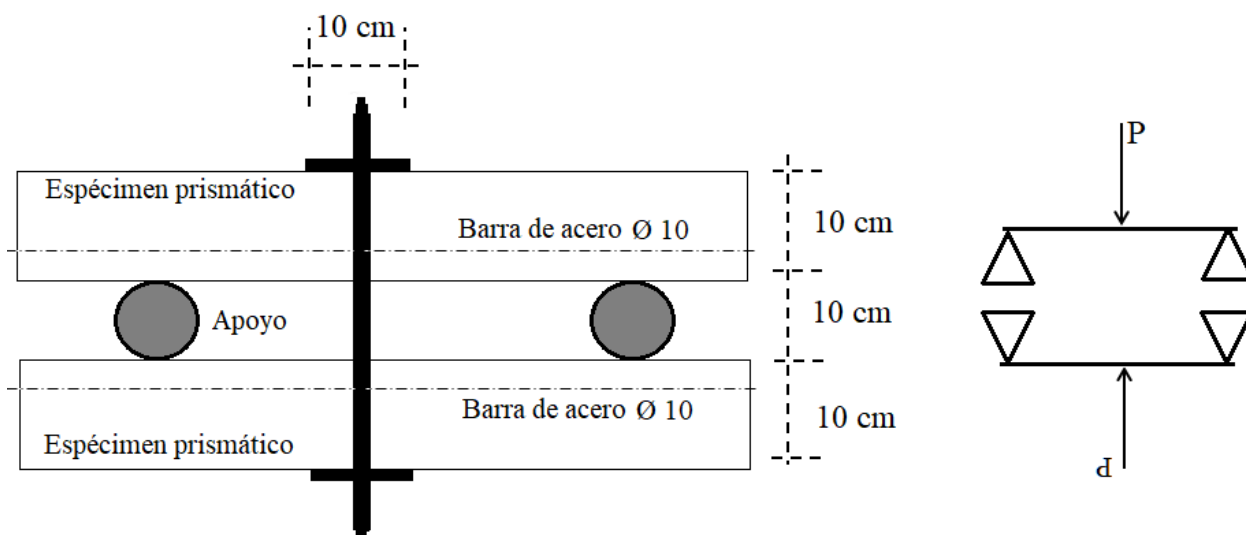


Figura 4. Carga central permanente (CCP) en los prismas.

La Tabla 3 muestra la secuencia adoptada para las muestras de cada serie de moldes, bajo las diferentes condiciones de carga y fechas de prueba de durabilidad.

Tabla 3. Muestras de cada serie de molduras, bajo condiciones de carga.

| Muestra | Muestra sin carga | Muestra debajo Cargando Centro de corta estancia | Muestra debajo Carga central permanente | Fecha ensayo |
|---------|-------------------|--|---|--------------|
| M6um    | M6umSC            | M6umCCCD   | M6umCCP                                 | 06 meses     |
| M12um   | M12umSC           | M12umCCCD  | M12umCCP                                | 12 meses     |
| M18um   | M18umSC           | M18umCCCD  | M18umCCP                                | 18 meses     |
| M24um   | M24umSC           | M24umCCCD  | M24umCCP                                | 24 meses     |

Después de un curado húmedo de siete días, las muestras pasaron a través de niebla salina hasta la edad de prueba. El propósito de la neblina fue simular un ambiente salino, en ese sentido se pulverizó manualmente una solución de NaCl sobre los modelos de prueba prismáticos hasta su humectación, con una periodicidad de 3 veces a la semana y tres veces al día.

La concentración de sal en el agua de mar es de 35 gramos de NaCl por cada litro de agua. En este sentido, esta cantidad de 35 g/l de NaCl se utilizó para la solución simulando la niebla salina.

La pulverización de la solución de cloruro se produjo hasta las fechas de prueba de los cuerpos de prueba prismáticos. La elección de esta metodología se basó en el trabajo de Arya y Darko (1996) quienes realizaron ensayos de corrosión en vigas de hormigón utilizando el mismo procedimiento. Para determinar la profundidad de penetración de los cloruros se rompió la sección transversal de las muestras, cuya evaluación se realiza mediante la aspersion de nitrato de plata (solución 0.1N) sobre la superficie del concreto, ocurriendo una reacción fotoquímica, donde los cloruros libres presentes en el concreto reaccionan con los iones de plata de la solución de nitrato de plata para formar un precipitado blanco. En regiones donde no hay iones cloruro o cloruro combinados, se presenta la aparición de un color marrón, el óxido de plata, debido a la reacción entre los iones de plata y los hidroxilos presentes en los poros del material cementoso (Jucá et.al., 2002; Real et.al., 2015). A través de este método, el objetivo es evaluar si el frente de cloruro llegó a las armaduras. Los pasos de la prueba se pueden ver en la Figura 5.

El corte en estos ejemplares prismáticos se realizó en los tercios medios, donde se aprecian las zonas comprimidas y estiradas de los ejemplares prismáticos.



Figura 5. Ensayos de penetración de cloruro con spray de nitrato de plata.

Para el análisis microestructural, se tomaron muestras de los modelos prismáticos inmediatamente después de su corte o rotura y antes de que se realizaran las pruebas de durabilidad, para que las muestras no se contaminen con soluciones de nitrato de plata (Figura 6). En este trabajo solo se presentaron los resultados del análisis microestructural a los 6 meses y 24 meses, que fueron la primera y última edad de los ensayos, respectivamente.

Las muestras se retiraron de las áreas de cobertura, con una profundidad máxima de 1,5 cm. En los modelos de prueba fisurados se tomaron muestras en la región fisurada (la muestra se tomó exactamente en la abertura de la fisura o lo más cercano a ella), siempre en la región rota del espécimen prismático, para ser observado por SEM (Scanning Electron Microscope). Debido a que el hormigón no es un material conductor, las muestras tuvieron que metalizarse con oro. Estas muestras se tomaron con un cincel de acero y un martillo. Las observaciones se realizaron en el Laboratorio Nacional de Luz Sincontron (LNLS), en Campinas, Estado de São Paulo.

En este trabajo se adoptó la medida energética (EDS). En este caso, existe la ventaja de una rápida identificación de los elementos químicos presentes (Dedavid et al, 2007).

Área donde se tomó la muestra para pruebas de microestructura

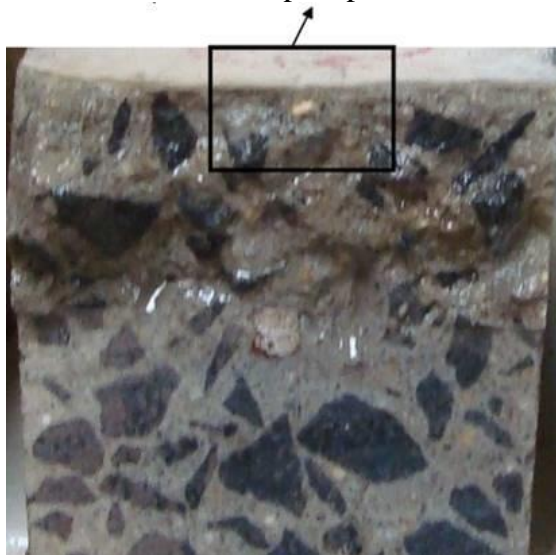


Figura 6. Lugar donde se tomó la muestra para ensayos de microestructura.

Los resultados obtenidos se analizaron mediante técnicas de estadística descriptiva (cálculo de la media, desviación estándar) para caracterizar las variables (propiedades del hormigón y comportamiento frente a los cloruros).

Para determinar diferencias estadísticamente significativas (el nivel de significancia adoptado fue del 5%) entre los promedios de los resultados se utilizaron pruebas de hipótesis paramétricas - ANOVA y DUCAN (Montgomery, 1991).

Se utilizó el programa statgraphics para realizar las pruebas estadísticas. El programa construyó varias pruebas para comparar la penetración promedio de cloruro entre todas las muestras. La prueba F de la tabla ANOVA verificó si existen diferencias significativas entre los promedios de los resultados, con relación a los tipos de curado y carga.

### 3. RESULTADOS

Los resultados de la resistencia a la compresión axial a los 28 días de edad del hormigón, referidos a las molduras realizadas sobre los modelos de prueba cilíndricos se muestran en la Tabla 4.

Tabla 4. Resultados de resistencia a la compresión axial.

| Hormigón (modelos de prueba cilíndricos) | Curado de los modelos cilíndricos | Edad de ruptura | Resistencia a la compresión axial (MPa) | Desviación estándar | Coefficiente de variación |
|--|-----------------------------------|-----------------|---|---------------------|---------------------------|
| M6um                                     | Inmerso hasta 28 días             | 28 días         | 66,2                                    | 4,3                 | 6,6                       |
| M12um                                    |                                   |                 | 50,2                                    | 2,6                 | 5,3                       |
| M18um                                    |                                   |                 | 59,7                                    | 4,1                 | 7,0                       |
| M24um                                    |                                   |                 | 56,8                                    | 2,6                 | 4,6                       |

Como puede observarse en la Tabla 4, las medias de los resultados de la resistencia a la compresión axial estuvieron en el rango de 44MPa a 66MPa y los resultados disminuyeron en este orden: M6um, M18um, M24um, M12um. Esta diferencia de resultados puede deberse a varios motivos, como la temperatura y la humedad en el momento del moldeo, así como al transporte, mezclado, lanzamiento, densificación y curado del hormigón utilizado.

En cuanto al coeficiente de variación, al utilizar el parámetro de la norma ACI 214R (2002) para verificar cómo fue la variación atribuida al muestreo, preparación de la muestra, curado y pruebas de laboratorio, se observa que, en la clasificación que presenta esta norma, el coeficiente de variación de las muestras M12um y M24um se considera bueno ( $<5,5$ ), con la excepción de las muestras M18um y M6um, que a pesar de los altos valores de resistencia, se consideran débiles ( $>5,5$ ).

Como se verifica en la literatura, la resistencia a la compresión de concreto con el uso de cementos con altos niveles de escoria tiende a aumentar con el tiempo y la ganancia de resistencia puede ocurrir en períodos más prolongados. Estudios como el de Khatib y Hibbert (2005) apuntan a un crecimiento aún mayor a partir de los 28 días de edad, en este sentido se puede esperar una mejora aún mayor en los resultados de resistencia de este trabajo.

Durante todo el tiempo que los ejemplares prismáticos sometidos a carga central permanente estuvieron expuestos en el ambiente, se realizó el mapeo de las fisuras, como se muestra en la Figura 7 (6 meses de edad) y Figura 8 (24 meses de edad).

M6umCCP

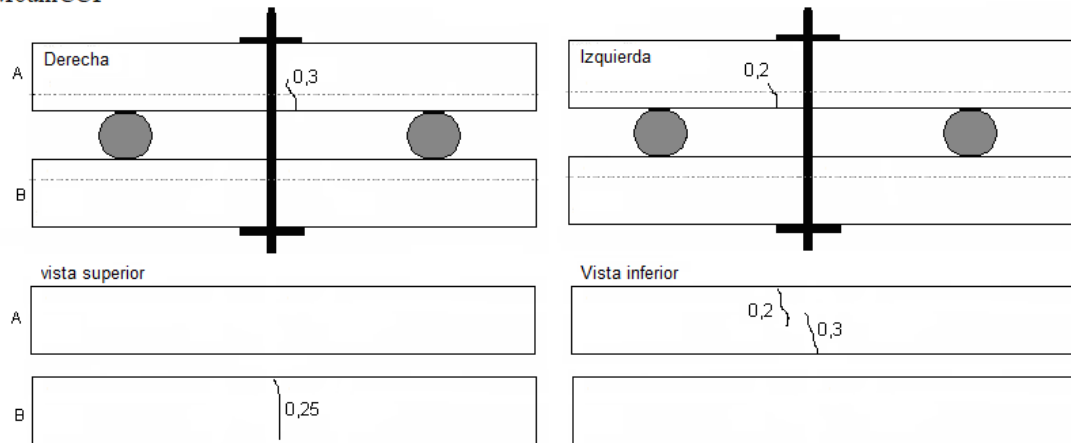


Figura 7. Mapeo de fisuras en hormigón que han estado bajo carga central permanente durante 6 meses (M6umCCP).

El hormigón M6umCCP en la Figura 7 tenían aberturas de fisuras de 0.2 mm y 0.3 mm. A lo largo del período de exposición hubo un aumento de 0,3 mm a 0,4 mm y de 0,25 mm a 0,35 mm.

M24umCCP

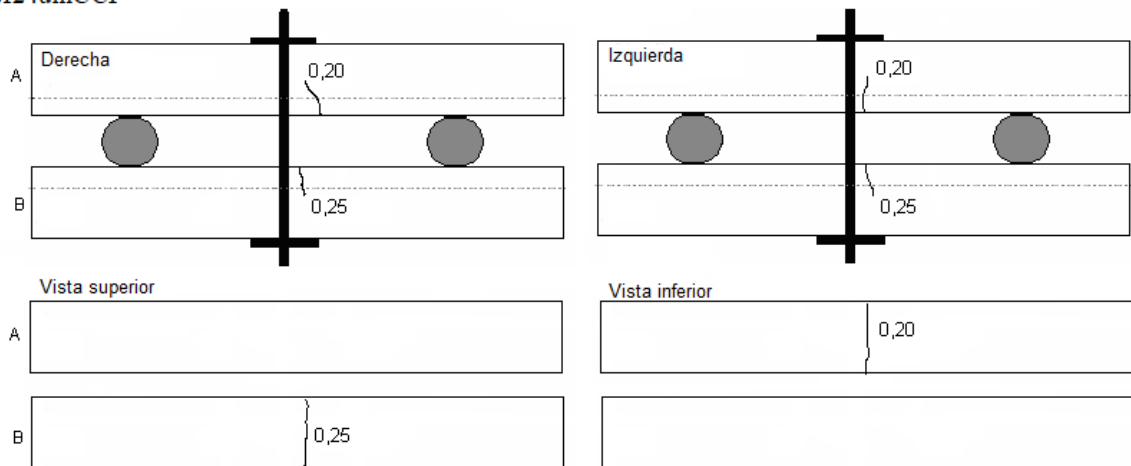


Figura 8. Mapeo de fisuras en modelos de hormigón que ha estado bajo carga central permanente durante 24 meses (M24umCCP).



Se observó en los primeros seis meses de edad que el pórtico utilizado para la aplicación de la carga, así como el monitoreo de la apertura de la fisura fue efectivo, ya que la apertura de la fisura estuvo en el rango de 0.3mm y 0.4mm, como se detalla en el programa experimental.

Las fisuras en las muestras prismáticas M24umCCP (sometidas a curado en húmedo) tenían aberturas que iban desde 0,20 mm a 0,25 m. A los 24 meses, el comportamiento de las fisuras fue similar al de otras edades. Las aberturas iniciales fueron de 0,2 mm a 0,25 mm, alcanzando los 0,4 mm en las edades de prueba.

Algunos factores pueden haber provocado el aumento de las aberturas de fisuras en los modelos a lo largo del tiempo, entre los que podemos destacar la carga aplicada permanentemente a estos modelos de hormigón y el tiempo que estuvieron sometidos a esta carga. Se esperaba que la apertura de la fisura no se mantuviera constante debido a las propiedades propias del material (como la fluencia), incluso con el apoyo de la barra de acero. El torque aplicado a las probetas también puede haber influido en las aberturas de la fisura, ya que, aunque el valor de torque se ha definido experimentalmente, cada concreto (en las edades de ensayo y curado) puede presentar respuestas diferentes, como se observa en el mapeo, en que algunas muestras tenían aberturas de fisuras más grandes.

En estudios realizados por Vidal et al (2004; 2007) y François et al (2006), que mapearon las aberturas de fisuras resultantes de la carga, en ambiente salino durante 14 y 17 años, respectivamente, se pueden observar dos tipos de fisuras, la transversal, inducidas por la acción de carga (flexión), y las longitudinales en la viga que hacen referencia a la corrosión de la armadura, es decir, fisuras que coinciden con la armadura.

### 3.1 Profundidad de penetración de cloruros

La Tabla 5 presenta los resultados de la profundidad de penetración de cloruros en hormigón sin carga, bajo carga central de corto plazo y bajo carga central permanente.

Tabla 5. Profundidad de penetración de cloruros bajo diferentes condiciones de carga y sin aplicación de carga.

| Muestra   | Promedio (mm) | Desviación estandar |
|-----------|---------------|---------------------|
| M6umSC    | 0,1           | 0,1                 |
| M12umSC   | 2,2           | 0,6                 |
| M18umSC   | 2,3           | 1,3                 |
| M24umSC   | 2,6           | 0,7                 |
| M6umCCCD  | 0,2           | 0,0                 |
| M12umCCCD | 2,2           | 0,7                 |
| M18umCCCD | 1,9           | 1,1                 |
| M24umCCCD | 2,5           | 0,6                 |
| M6umCCP   | 3,3           | 1,8                 |
| M12umCCP  | 1,7           | 0,8                 |
| M18umCCP  | 0,3           | 0,0                 |
| M24umCCP  | 3,0           | 1,0                 |

La Tabla 6 muestra las comparaciones estadísticas entre los tres tipos de carga utilizados en este trabajo: carga permanente única - CCP, carga a corto plazo - CCCD, sin carga - SC, en las diferentes edades de prueba, para los resultados de penetración de cloruros.

Tabla 6. Comparación entre los resultados de la penetración de cloruros.

| Hormigón (cuerpos de hormigón prueba prismática) | Edad en ensayo | Diferencia entre resultados de penetración de cloruro   |
|--|----------------|---|
| M6umCCP – M6umCCCD                               | 6 meses        | No (Penetración cloruro CCP > Penetración cloruro CCCD) |
| M6umCCP – M6umSC                                 |                | No (Penetración cloruro CCP > Penetración cloruro SC)   |
| M6umCCCD - M6umSC                                |                | No (Penetr. cloretos CCCD > Penetr. cloretos SC)        |
| M12umCCP – M12umCCCD                             | 12 meses       | No (Penetración cloruro CCP < Penetración cloruro CCCD) |
| M12umCCP – M12umSC                               |                | No (Penetración cloruro CCP < Penetración cloruro SC)   |
| M12umCCCD – M12umSC                              |                | No (Penetración cloruro CCCD = Penetración cloruro SC)  |
| M18umCCP – M18umCCCD                             | 18 meses       | No (Penetración cloruro CCP < Penetración cloruro CCCD) |
| M18umCCP – M18umSC                               |                | No (Penetración cloruro CCP < Penetración cloruro SC)   |
| M18umCCCD – M18umSC                              |                | No (Penetración cloruro CCCD < Penetración cloruro SC)  |
| M24umCCP – M24umCCCD                             | 24 meses       | No (Penetración cloruro CCP > Penetración cloruro CCCD) |
| M24umCCP – M24umSC                               |                | No (Penetración cloruro CCP > Penetración cloruro SC)   |
| M24umCCCD – M24umSC                              |                | No (Penetración cloruro CCCD < Penetración cloruro SC)  |

A los 6 meses y 24 meses, la penetración de cloruros fue mayor con los modelos de hormigón sometidos a carga central permanente en comparación con los modelos de hormigón sometido a cargas centrales de corta duración y sin carga; sin embargo, en estos casos no hubo diferencia significativa entre los resultados. A los 12 meses de edad, los modelos de hormigón con carga central permanente presentaron valores menores de penetración de cloruros que el hormigón sometido a cargas de corta duración y sin carga, en cuyo caso tampoco hubo diferencias significativas entre los resultados.

Durante los 24 meses de edad, la acción de carga, ya sea a corto plazo o permanente, no influyó significativamente en los resultados de la penetración de cloruros en casi todas las edades estudiadas.

Al comparar estos resultados con los obtenidos en la investigación de Vidal et al (2004), Vidal et al (2007) y François et al (2006), se observa que el factor tiempo y el ambiente salino son fundamentales para la carga y, en consecuencia, la apertura de fisuras, influye en los resultados de la penetración de cloruros. Investigaciones como la de Vidal et al (2007), que dejaron las muestras expuestas en ambientes bajo niebla salina por un período de más de 10 años, obtuvieron resultados significativos solo después de 5 años de exposición. En este sentido, se deben considerar períodos más largos en futuras investigaciones.

Analizando el comportamiento de muestras con diferentes porcentajes de escoria de alto horno, sometidas a carga continua, An Cheng et al (2005) verificaron que la apertura de la fisura afecta el tiempo de inicio de la corrosión de las armaduras. Los modelos de prueba con mayor apertura de fisuras fueron los que primero iniciaron el proceso corrosivo; sin embargo, la cantidad de escoria agregada a la mezcla no influyó en los resultados, es decir, con el aumento del contenido de escoria de alto horno no hubo disminución en la velocidad y propagación de la corrosión de la armadura. Según Ayra y Darko (1996), la frecuencia de aparición de fisuras influye en la intensidad de la corrosión a la que está sometida la estructura. A mayor número de fisuras, mayor intensidad de corrosión en el hormigón armado. Un dato por destacar, en este caso, es la importancia del revestimiento de hormigón para reducir este proceso. Asimismo, este espesor puede ser un factor tan importante en este contexto como la incidencia de fisuras en la propia estructura. Por ello, se presta atención a la importancia de los estudios sobre el revestimiento del hormigón, lo que permite obtener información relevante que contribuya a la producción de hormigón duradero.

En cuanto al período de curado adoptado, Thomaz (2005) encontró que el tiempo de curado húmedo de 7 días es suficiente para que el hormigón adquiera las propiedades deseadas, sin embargo, este período depende del tipo de cemento y de la relación agua / cemento utilizada. Sin embargo, cuando se utilizan cementos con adiciones minerales es necesario un mayor tiempo de

curado, como es el caso del cemento con escoria de alto horno, en el que su proceso de hidratación es más lento que el cemento ordinario (Çakir; Akoz, 2006; Furnas, 1997; Thomaz, 2005). También se observa en estudios como el de Castro (2003) y Braun (2003) que los cementos con mayor contenido de adición, como el CP III 32, requieren un período de curado más largo, en comparación con otros tipos de cementos.

### 3.2 Evaluación de la microestructura

A los seis meses de edad, solo se seleccionaron dos tipos de muestras para las pruebas de microestructura. Estas muestras se tomaron de la región de tracción de los modelos de prueba prismáticos sin carga (SC) y se sometieron a Carga Central Permanente (CCP). Ambos estuvieron en curado húmedo durante 7 días antes de someterlos a cargas. La figura 9 muestra una muestra sin cargar.

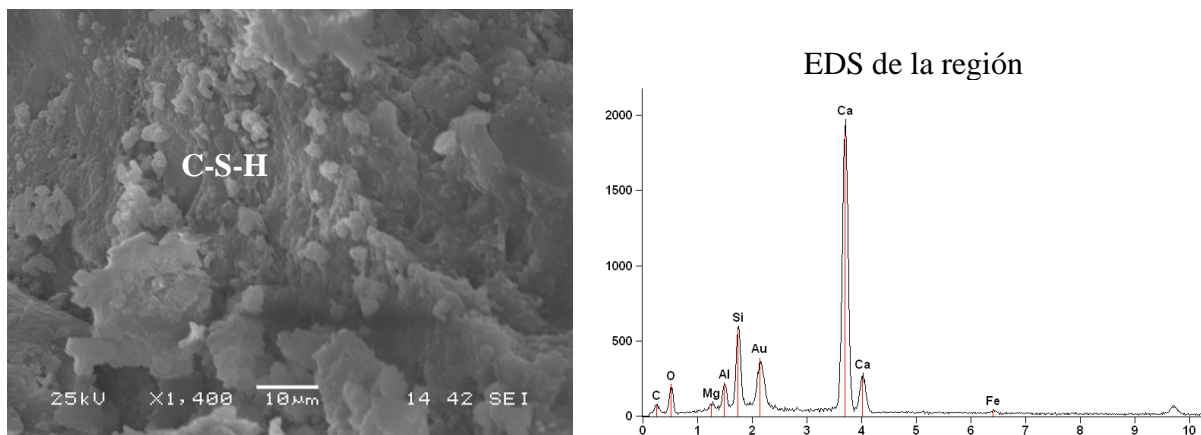


Figura 9. Concreto sometido a curado húmedo, sin carga, a los seis meses de edad.

En la figura 9 se muestra un área con morfología densa y amorfa (C-S-H Tipo III o IV), que es más común en este caso porque se trata de muestras de edades más avanzadas. Cheng et al (2005) observaron en las micrografías de concreto con diferentes niveles de escoria de alto horno en altos porcentajes, una estructura más densa, con pocas agujas de etringita y con poros capilares menores a 50 nm, que pueden haber sido rellenados con productos como C-S-H. El pico de Au que apareció en el EDS en la región de la Figura 9 puede deberse a la metalización con oro.

La fase C-S-H ocupa un volumen de 50% a 60% de sólidos de la pasta de cemento, siendo la principal responsable de las propiedades de la pasta, como la resistencia a la compresión axial. Su estructura depende de la temperatura y del espacio libre en la mezcla para su hidratación (Baroghel-Bouny, 1994; Irassar, 2004). Esta fase se puede encontrar en las siguientes morfologías: Tipo I - fibroso, generalmente en forma de "erizo", cuando la hidratación se está desarrollando (edades tempranas) a partir del grano  $C_3S$  con suficiente espacio disponible; Tipo II: alveolar o reticulado, también llamado "panal de abeja", que se presenta junto con C-S-H Tipo I; Tipo III y IV - prominente en edades más avanzadas, constituye una morfología densa y amorfa, difícil de definir y puede constituir una buena parte del total de productos hidratados. Los productos característicos en etapas más avanzadas de hidratación son C-S-H tipo III y IV y más  $Ca(OH)_2$  (Taylor, 1997; Ghosh, 2002).

Según Kurdowski (2014) existen 4 formas morfológicas de la fase C-S-H: fibrosa, en malla, partículas isométricas y conglomerados esféricos, pertenecientes al C-S-H interno e identificadas como un gel firme bajo un microscopio electrónico.

La Figura 10 muestra la microestructura del hormigón sometido a carga central permanente en curado húmedo durante 7 días, a los seis meses de edad y la Figura 11 muestra el microanálisis en tres puntos de este mismo hormigón.

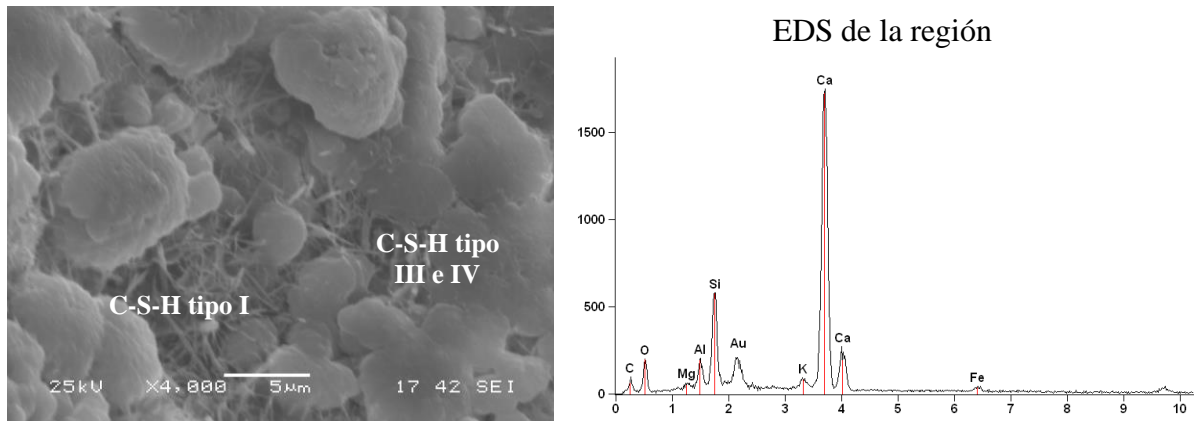


Figura 10. Concreto sometido a curado húmedo durante 7 días y carga central permanente, a los seis meses de edad.

En la imagen de la Figura 10 se observan algunas agujas, pero en el EDS el elemento azufre (S) no está presente para configurar una Etringita. En este caso, pueden ser agujas de C-S-H, con morfología fibrilar (Tipo I) (Taylor, 1997; Ghosh, 2002). También se observan las fases C-S-H tipo III y tipo IV.

En mezclas que utilizan cemento de alto horno, la morfología fibrilar C-S-H del cemento Portland sin adiciones (clinker Portland) se reemplaza gradualmente por una morfología diferente, que Richardson (1999) denomina “hoja” o “tipo hoja”. Este autor informa que este cambio en la morfología es responsable del mejor desempeño y mayor durabilidad de las mezclas con esta adición. Morfologías aún no observadas a la edad de 6 meses de prueba.

La Figura 11 muestra tres puntos seleccionados del concreto sometidos a curado húmedo durante 7 días y carga central permanente. En la composición elemental por la EDS de los tres puntos se encuentran los mismos elementos Ca, Si, Al y Mg.

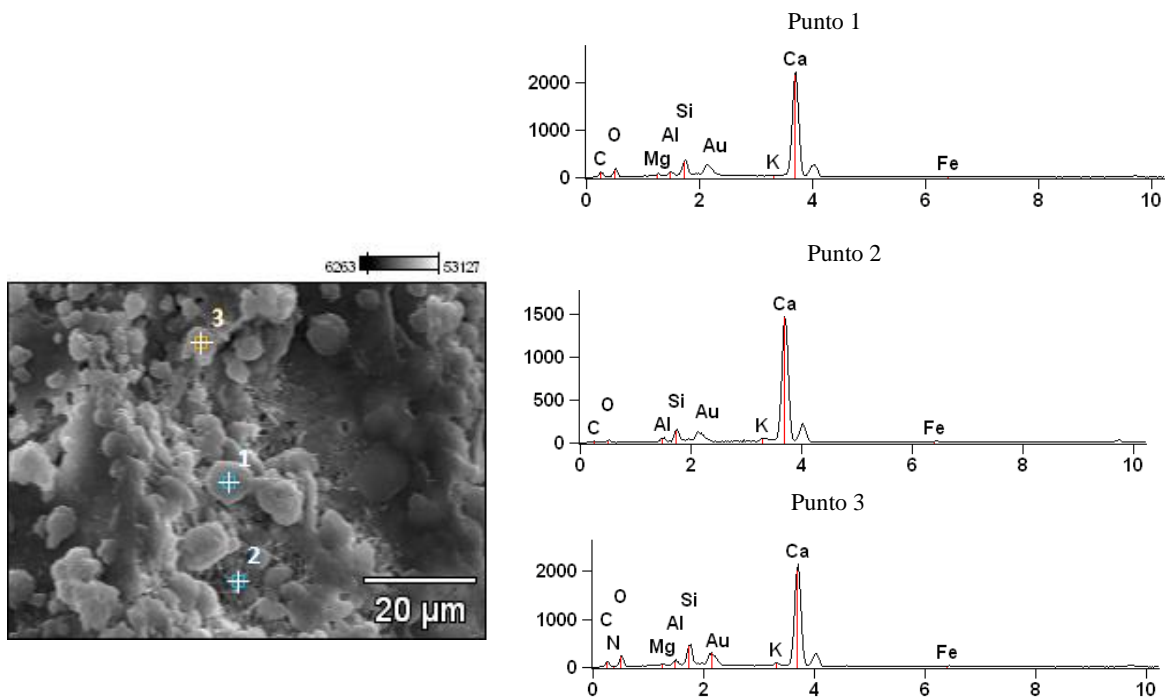


Figura 11. Microanálisis EDS en tres puntos del hormigón bajo carga central permanente (CCP).

En el microanálisis se detectó la presencia de los elementos Ca, K, Si, Al, Mg, O y C, propios de los productos de hidratación del cemento.

El C-S-H resultante de la hidratación del cemento Portland y la escoria de alto horno tienen morfologías similares; sin embargo, el grano de escoria tiene altos porcentajes de Mg y Al (Richardson, 1999).

En la Figura 12 se muestra la micrografía de una muestra de hormigón sin carga, sometida a curado húmedo durante 7 días, a los 24 meses de edad.

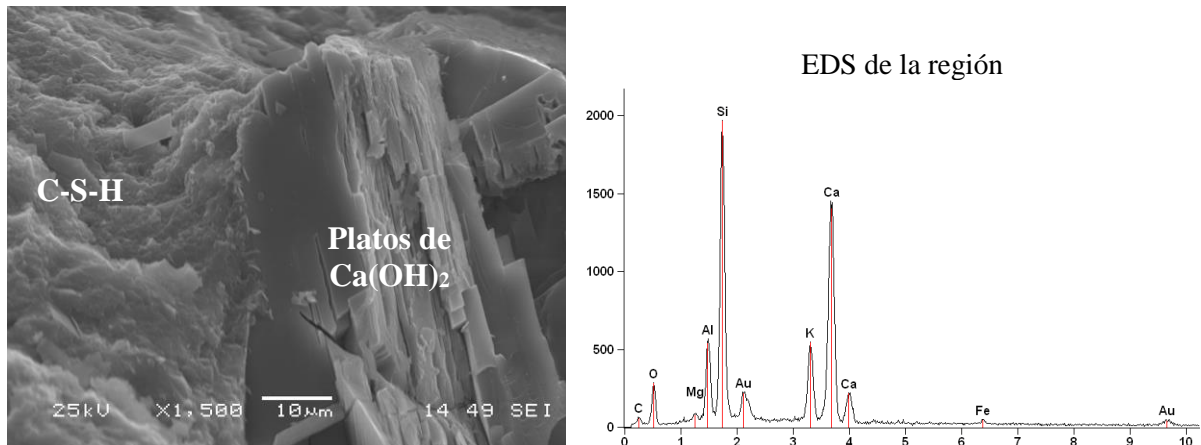


Figura 12. Micrografía y microanálisis de la muestra de hormigón descargada, a los 24 meses de edad.

La Figura 12 muestra la presencia de posibles placas de  $\text{Ca(OH)}_2$  y C-S-H. Como verifican Baroghel-Bouny (1994) Mehta y Monteiro (2008), la fase correspondiente al  $\text{Ca(OH)}_2$  mantiene la alta alcalinidad del sistema, preservando la estabilidad del C-S-H y del recubrimiento de hormigón.

El  $\text{Ca(OH)}_2$  ocupa un volumen de sólidos del 20% al 25% en la pasta de cemento hidratada. Por su composición con estequiometría definida, se forman en grandes cristales con morfología prismática hexagonal. Esta morfología también puede variar en función de la temperatura de hidratación y las impurezas presentes. Debido a estos factores, se pueden formar montones de grandes placas.

Esta fase mantiene la alta alcalinidad del sistema, preservando la estabilidad del C-S-H y la capa de recubrimiento del refuerzo (Baroghuel-Bouny, 1994; Castro, 2003).

La Figura 13 muestra las micrografías y EDS del hormigón sometido a carga central de corta duración, a los 24 meses de edad.

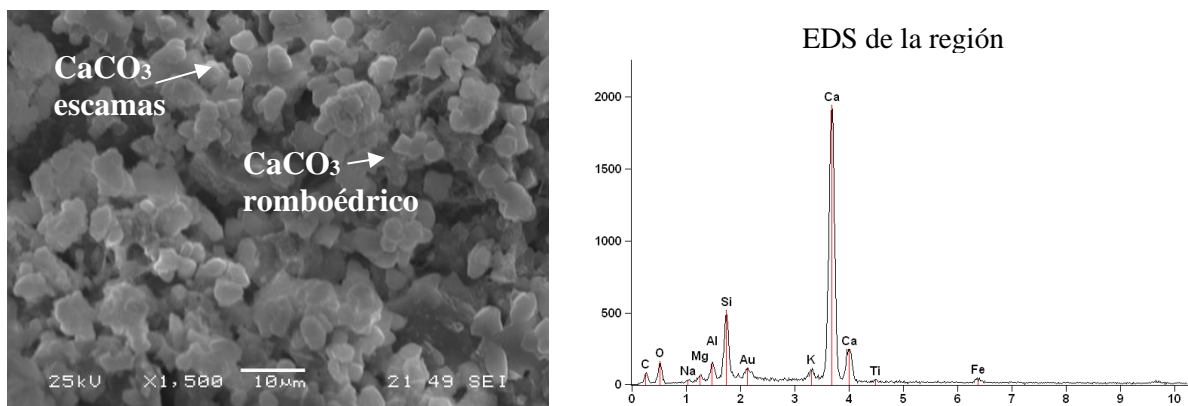


Figura 13 - Micrografía y microanálisis de la muestra de hormigón sometida a carga central de corta duración, a los 24 meses de edad.

En la Figura 13 se puede observar la formación de carbonato cálcico en forma de cristales romboédricos y en forma de escamas, sobre un C-S-H poroso y posiblemente carbonatado. Se observa en los compuestos hidratados formados, la presencia de carbonato cálcico ( $\text{CaCO}_3$ ), con diferentes morfologías en C-S-H, que también puede estar en proceso de modificación por la acción del tiempo, y debido a su porosidad. La fase porosa C-S-H y la formación de  $\text{CaCO}_3$  indicada en la Figura 13 también fue observada por Sakar et al (2001) en su estudio, con  $\text{CaCO}_3$  en forma de escamas, sin embargo, en grandes cantidades.

Las sales disueltas en el agua de mar son principalmente cloruros y sulfatos. En el caso de los iones de cloruros ( $\text{Cl}^-$ ), al entrar en contacto con alúmina, el monocloroaluminato cristaliza en forma de placas hexagonales inestables. El cloruro entra en la red cristalina de silicatos hidratados (C-S-H) y transforma las fibras en redes reticuladas, haciendo esta fase más porosa. Regourd et al (1980) también observaron la presencia de  $\text{CaCO}_3$  en micrografías de muestras de concreto (compuestos hidratados de cemento Portland) expuestas a niebla salina.

La Figura 14 muestra la micrografía y microanálisis del hormigón sometido a carga central permanente (CCP), a los 24 meses de edad.

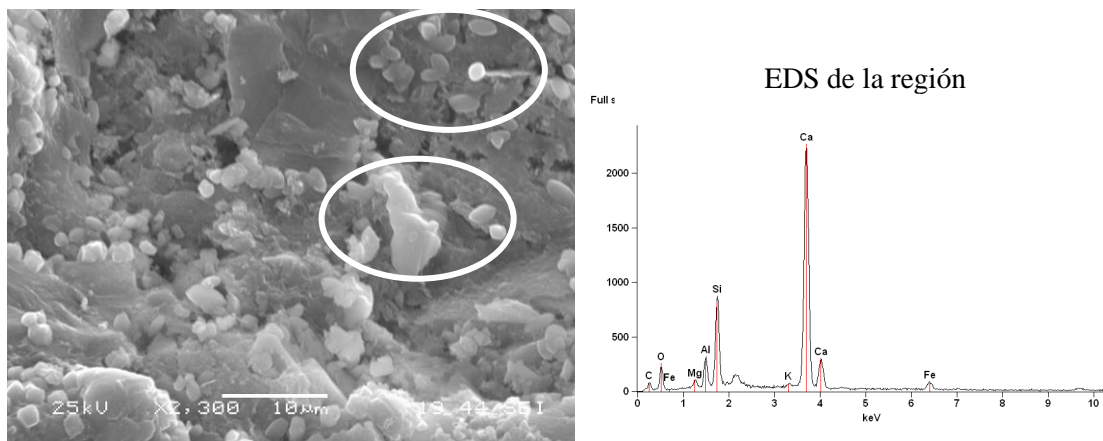


Figura 14 - Micrografías y microanálisis de hormigón con carga central permanente.

La muestra de la Figura 14 muestra un área con una microestructura más densa, con diferentes morfologías de  $\text{Ca}(\text{CO}_3)$ ; sin embargo, algunos productos que llamaron la atención, y que se destacan en esta micrografía. Por su morfología, pueden configurar materia orgánica, probablemente microorganismos (RIBAS SILVA, 1996). Sin embargo, para confirmar esta hipótesis sería necesario un análisis microbiológico, el cual no se realizó por no ser objeto de este estudio. En este caso, la fisura inducida por carga pudo haber provocado la entrada de estos microorganismos, ya que no se observaron en el hormigón SC y CCCD.

Al comparar las micrografías, en cuanto a las cargas CCCD y CCP y sin carga (SC), se observa que la muestra con mayor compacidad y menor cantidad de poros es la referencia (SC). En cuanto a los compuestos formados, la fase carbonatada C-S-H se puede ver en las micrografías de hormigón CCCD. Cuando se somete a una carga central permanente, la fase C-S-H es densa con la formación de microorganismos, y la porosidad en este caso no es alta, probablemente debido al curado húmedo a los 7 días. Y en el hormigón de referencia (SC) se encuentra la formación de  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , así como la fase C-S-H densa y homogénea. Así, se observa la influencia de las fisuras en la durabilidad del material, ya que en el hormigón con las placas de  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  existe una mayor alcalinidad del sistema y la preservación de la fase CSH, como consecuencia, de la capa de recubrimiento (Baroghel-Bouny, 1994; Mehta, Monteiro; 2008).

## 4. CONCLUSIONES

A partir de los resultados obtenidos de la penetración de cloruros, se observó que la apertura de la fisura no influyó en la entrada de iones cloruro a la estructura, sin diferencias significativas entre los tipos de carga y el hormigón de referencia (sin carga).

Los estudios realizados en Europa sobre el tema utilizan periodos más prolongados de exposición al medio exterior para obtener resultados más expresivos sobre el comportamiento de la fisura en la penetración de iones cloruro en el hormigón. En este sentido se ve que para el hormigón estudiado sería necesario un período mayor para que haya resultados más significativos entre los tipos de carga y sin carga. Algunos factores también pueden haber contribuido a este resultado, destacando en este caso el uso de cemento con la adición de escoria de alto horno, que es más resistente al ataque de cloruros, en comparación con el CO<sub>2</sub>. La niebla salina utilizada tampoco parece haber contribuido lo suficiente como para que pudieran existir diferencias entre los tipos de carga y sin carga.

Al comparar las tolerancias de apertura de fisuras de la norma brasileña con las normas internacionales, parece que las aberturas permitidas para la norma brasileña son más grandes. A pesar de que las condiciones climáticas en Europa, por ejemplo, son bastante diferentes a las de Brasil donde hay variaciones de temperatura que van desde -5°C a 30°C como es el caso en Francia y en Brasil hay variaciones que oscilan alrededor de 20°C a 35°C sin embargo, se puede ver que el control tecnológico de calidad de materiales y ejecución en Brasil tiende a ser menos riguroso, con esto las aberturas de fisuras pueden ser un agravante en este contexto. Por otro lado, se observa en este estudio que en situaciones climáticas brasileñas, hasta la edad de dos años, no hubo diferencias significativas entre los resultados de las muestras bajo la condición de carga determinada en este estudio (referencia) es decir, sin cargar.

Hasta los 12 meses de edad, se observó la formación de productos de hidratación del cemento en micrografías y microanálisis, principalmente encontrados en las fases de C-S-H, además de cristales de Ca(OH)<sub>2</sub>, agujas de etringita y C-S-H y granos de escoria de diferentes dimensiones. Los productos de deterioro (CaCO<sub>3</sub> y C-S-H carbonatados) se encontraron después de los 18 meses de edad, en situaciones de carga y curado. Sin embargo, solo a los 24 meses es más evidente que en el hormigón sometido a los tipos de carga (CCP y CCCD) se observó la presencia de CaCO<sub>3</sub> y C-S-H carbonatada y en la muestra sin carga, se encontraron solo fases de C-S-H y Ca(OH)<sub>2</sub>. Sin embargo, en el hormigón con apertura de fisura (CCP) se encontraron posibles microorganismos, los cuales pudieron haber ingresado por la fisura.

Desde el punto de vista microestructural se observó que a los 24 meses la carga influyó en los resultados de las muestras estudiadas, ya que en el hormigón con apertura de fisura se visualizó en el microscopio la presencia de microorganismos en las muestras sometidas a carga permanente. Estos compuestos solo se encontraron en hormigón con apertura de fisuras (en carga central permanente). En este sentido, se ve que la fisura pudo haber sido una vía de entrada de estos microorganismos, lo que puede tener consecuencias en la durabilidad, como se verifica en la literatura.

Así, se observa que la fisura (cuando está constantemente abierta) puede influir en la microestructura del hormigón a lo largo del tiempo, creando un camino preferencialmente para la entrada de agentes agresivos y microorganismos. Este hecho no se observó en hormigón con carga de corta duración y sin carga.

## 5. REFERENCIAS

ACI – American Concrete Institute (2016). *Standard practice for curing concrete. ACI 308-2016*. ACI Committee 308, 2016.

- Alexander, M. G., Mackechnie, J. R., Ballim, Y. (2001), *Use of durability indexes do achieve durable cover concrete in reinforced concrete structures*. Materials science of concrete VI. Ed. By Sidney Mindess, Jan Skalny. Published by American Ceramic Society.
- Andrade, T. (2005), *Tópicos de durabilidade do concreto*. *Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações*. Ed. G.C. Isaia. São Paulo: IBRACON, 2 v. Volume 2. p. 753-792.
- Arya, C., Ofori-Darko, F. K. (1996). *Influence of crack frequency on reinforcement corrosion in concrete*. Cement and Concrete Research, v.26, No. 3, p. 345-353, [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(96\)85022-8](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(96)85022-8)
- Associação Brasileira De Normas Técnicas. (2014). *NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira De Normas Técnicas. (2020). *NBR 16889: Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2015). *NBR 5738: Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2018). *NBR 5739: Cimento Portland - Determinação da resistência à compressão – Método de ensaio*. Rio de Janeiro.
- Baroghel-Bouny, V. (1994), *Caractérisation des patês de ciment et des bétons – Méthodes, analyses, interpretations*. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, IST – Section des publications.
- Braun, V. (2003), “*Influência das condições de moldagem e cura nas características do cobrimento de diversos concretos*”. Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Goiás – UFG.
- Çakir, Ö., Aköz, F. (2006), *Effect of curing conditions on the mortars with and without GGBFS*. Construction and Building Materials. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2006.08.013>
- Cascudo, O. (2005), “*Inspeção e diagnóstico de estrutura de concreto com problemas de corrosão da armadura*”. In: *Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações*. Ed. G.C. Isaia. São Paulo: IBRACON, 2 v. Volume 2. p. 985-1016.
- Cascudo, O. (1997), *O controle da corrosão de armaduras em concreto: inspeção e técnicas eletroquímicas*. São Paulo: Pini; Goiânia, GO: Editora UFG.
- Castro, A. (2003), *Influência das adições minerais na durabilidade do concreto sujeito a carbonatação*. Dissertação de mestrado, Universidade de Goiás.
- Cheng, A., Huang, R., Wu, J., Chen, C. (2005), Influence of GGBS on durability and corrosion behavior of reinforced concrete. *Materials Chemistry and Physics*, v. 93, p. 404–411. <https://doi.org/10.1016/j.matchemphys.2005.03.043>
- Crauss, C. (2010), *Penetração de cloretos em concretos com diferentes tipos de cimento submetidos a tratamento superficial*. Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Santa Maria-RS.
- Dedavid, B. A., Gomes, C. I., Machado, G. (2007), *Microscopia eletrônica de varredura: aplicações e preparação de amostras - materiais poliméricos, metálicos e semicondutores*. Porto Alegre: EDIPUCRS, 60 p.
- Figueiredo, C. R., Nepomuceno, A. A. (2004), *Influência da absorção na carbonatação de estruturas de concreto in loco*. 46º Congresso Brasileiro do Concreto, Florianópolis. Anais... São Paulo: IBRACON, v. 1.
- Figueiredo, E. P. (2005), “*Efeitos da carbonatação e de cloretos no concreto*. *Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações*”. Ed. G.C. Isaia. São Paulo: IBRACON, Volume 2. p. 829-856.
- Fortes, L. C., Andrade, J. C. (1995), *Corrosão na Armadura do Concreto Armado: Influência dos Agentes Cloretos e da Carbonatação*. ASTEF - Associação Técnico-Científica Engenheiro Paulo de Frontin. URL: [http://www.electus.com.br/usuarios/lyttelto/InfluAgClorCarb/Influ\\_index.htm](http://www.electus.com.br/usuarios/lyttelto/InfluAgClorCarb/Influ_index.htm)
- François, R., Castel, A., Vidal, T., Vu, N. A. (2006), *Long term corrosion behavior of reinforced concrete structures in chloride environment*. *J. Phys. IV France* 136, 285–293. <https://doi.org/10.1051/jp4:2006136029>



- Furnas, E. L. C. (1997), *Concreto massa estrutural projetado e compactado com rolo: ensaios e propriedades*. São Paulo: Pini.
- Ghali, A., Favre, R. (1994), “*Concrete Structures: Stresses and Deformations*”. E&FN Spon, an imprint of Chapman & Hall, 2-6 Boundary Row, London SE1 8HN, UK, second edition.
- Ghosh, S. N. (2002), “*Advances in cement technology: Chemistry, Manufacture and Testing*”. Second Edition, published by Tech Books International, New Delhi, India.
- Hearn, N., Figg, J. (2001), *Transport mechanisms and damage: Current issues in permeation characteristics of concrete*. Materials science of concrete. Ed. By Jan Skalny, American Ceramic Society. v. VI, p.327-376.
- Helene, P. R. L. (1997), *Vida útil das estruturas de concreto armado*. In: IV Congresso Iberoamericano de Patologia das Construções. VI Congresso de Controle de Qualidade – COMPAT 97. Anais... Porto Alegre: Departamento de Engenharia Civil – UFRS, p. 1-30.
- Helene, P., Diniz, J. Z. (2001), *Durabilidade e vida útil das estruturas de concreto*. 43º Congresso Brasileiro de Concreto. Curso de durabilidade. 18 a 23 de agosto de 2001, Foz do Iguaçu – PR.
- Helmuth, R., Stark, D. (1992), *Alkali-silica reactivity mechanisms*. Materials Science of Concrete III. Ed. By Jan Skalny. American Ceramic Society, USA.
- Illston, J. M. (1994), *Construction Materials – Their nature and behaviour*. 2ª ed. London – UK: E & FN SPON, 518p.
- Irassar, E. (2004), *Hormigón: Naturaleza y Propiedades. Hormigones Especiales – XV. Reunión Técnica Ing. Marcelo Wainsztein, Asociación Argentina de Tecnología del hormigón*. Santa Fe, 21 al 24 de octubre de 2004.
- Ismail, M., Gagné, R., François, R., Toumi, A. (2006), *Measurement and modeling of gas transfer in cracked mortars*. Materials and Structures, v. 39, p. 43–52, <https://doi.org/10.1617/s11527-005-9025-4>
- Jucá, T. R. P. (2002), “*Avaliação de cloretos livres em concretos e argamassas de cimento Portland pelo método de aspersão de solução de nitrato de prata*”. Dissertação mestrado, Universidade Federal de Goiás. Goiânia, Brasil.
- Khatib, J. M., Hibbert, J. J. (2005), *Selected engineering properties of concrete incorporating slag and metakaolin*. Construction and Building Materials, v. 19 460–472, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2004.07.017>
- Kim, M. Y., Yang, E. I., Yi, S. T. (2013), *Application of the colorimetric method to chloride diffusion evaluation in concrete structures*. Construction and Building Materials, v. 41, p. 239-245, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.11.084>
- Konin, A., Franfois, R., Arliguie, G. (1998), *Analysis of progressive damage to reinforced ordinary and high performance concrete in relation to loading*. Materials and Structures/Matériaux et Constructions, v. 31, p. 27-35, <https://doi.org/10.1007/BF02486411>
- Lawrence, C. D. (2006), *Physicochemical and Mechanical Properties of Portland Cements. Lea’s Chemistry of Cement and Concrete*. Ed. By Peter C Hewlett. Elsevier Butterworth Heinemann, USA.
- Martins, A. R. (2001), *Efeito da cura térmica e de cimento com escória granulada de alto-forno na durabilidade do concreto de cobrimento*. Dissertação mestrado, Universidade Estadual de Campinas-SP.
- Mehta, P. K., Monteiro, P. J. M. (2008), “*Concreto: microestrutura, propriedades e materiais*”. 3ª Edição, São Paulo: IBRACON.
- Mehta, P. K., Monteiro, P. J. M. (2014), *Concreto. Microestrutura, propriedades e materiais*. 2 ed. São Paulo: IBRACON, 751 p.
- Midness, S., Young, J. F. (1981), *Concrete*. Prentice-Hall, INC. Englewood Cliffs, New Jersey – USA.
- Montgomery, D. C. (1991), *Design and Analysis of Experiments*. New York: John Wiley & Sons.

- 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>
- Ribas Silva, M. (1996), *Climates and biodeterioration of concrete. Durability of building materials & components 7. Volume one – Prediction, degradation & materials*. Edited by Christer Sjostrom. Published by E & FN Spon. Chapman & Hall, London, UK.
- Richardson, I. G. (1999). *The nature of C-S-H in hardened cements*. Cement and Concrete Research, v. 29, p. 1131–1147, [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(99\)00168-4](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(99)00168-4)
- Sarkar, S. L., Aimin, X., Jana, D. (2001), *Scanning Electron Microscopy, X-Ray microanalysis of concrete. Handbook of analytical techniques in concrete science and technology: Principles, techniques and applications*. Construction and Building Materials, USA, Ed. By V. S. RAMACHANDRAN, J. J BEAUDOIN.
- Taylor, H. F. W. (1997), “*Cement Chemistry*”. 2nd Edition. Published by Thomas Telford.
- Vidal, T., Castel, A., Francois, R. (2004), *Analyzing crack width to predict corrosion in reinforced concrete*. Cement and Concrete Research, v. 34, p. 165–174.
- Vidal, T., Castel, A., François, R. (2007), *Corrosion process and structural performance of a 17 year old reinforced concrete beam stored in chloride environment*. Cement and Concrete Research, 37 (11), p. 1551–1561. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2007.08.004>
- Regourd, M. (1980), *Structure and behavior of slag Portland cement hidrates*. In: International Congress on the Chemistry of Cement, 7Th. Proceedings. Paris.
- Richardson, I. G. (1999). *The nature of C-S-H in hardened cements*. Cement and Concrete Research, v. 29, p. 1131–1147, [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(99\)00168-4](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(99)00168-4)
- Romano, F. S. (2009), *Estudo do ingresso de cloretos em concretos localizados no litoral norte do Rio Grande do Sul*. Dissertação Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul-RS.
- Silvestro, L., Romano, F. S., Dal Molin, D. C. C. (2021), *Penetração de cloretos em concretos expostos em zona de atmosfera marinha por um período de 9 anos*. Ambiente Construído, Porto Alegre, v. 21, n. 1, p. 101-118, <https://doi.org/10.1590/s1678-86212021000100496>
- Song, H., Lee, C., Ann, K. Y. (2008), *Factors influencing chloride transport in concrete structures exposed to marine environments*. Cement & Concrete Composites. v. 30, p. 113–121, <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2007.09.005>
- Taylor, H. F. W. (1997), *Cement Chemistry*. 2nd Edition. Published by Thomas Telford.
- Thomaz, E. (2005), *Execução, controle e desempenho das estruturas de concreto. Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações*. Ed. G.C. Isaia. São Paulo: IBRACON, 2 v, volume 1. p. 527-582.
- Vidal, T., Castel, A., Francois, R. (2004), *Analyzing crack width to predict corrosion in reinforced concrete*. Cement and Concrete Research, v. 34, p. 165–174, [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(03\)00246-1](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(03)00246-1)
- Vidal, T., Castel, A. François, R. (2007), *Corrosion process and structural performance of a 17 year old reinforced concrete beam stored in chloride environment*. Cement and Concrete Research, v. 37, p. 1551–1561, <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2007.08.004>
- Kurdowski, W. (2014), *Cement and Concrete Chemistry*. Springer, Dordrecht, <http://dx.doi.org/10.1007/978-94-007-7945-7>
- Hai-Long, W., Jian-Guo, D., Xiao-Yan, S., Xiao-Long Z. (2016), *Characteristics of concrete cracks and their influence on chloride penetration*. Construction and Building Materials, v. 107, p. 216-225. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.01.002>

## Utilización del quitosano como recubrimiento orgánico para prevenir/inhibir la corrosión del concreto reforzado

I. Rivera-Ortiz<sup>1</sup> , Y. Díaz-Blanco<sup>1\*</sup> , C. Menchaca-Campos<sup>1</sup> , J. Uruchurtu-Chavarín<sup>1</sup> 

\*Autor de Contacto: [yohandry.diaz@alumnos.uaem.mx](mailto:yohandry.diaz@alumnos.uaem.mx)

DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v11i2.519>

Recepción: 23/10/2020 | Aceptación: 23/02/2021 | Publicación: 01/05/2021

### RESUMEN

Este trabajo analiza el desempeño del concreto reforzado (RC) frente a la corrosión, aplicando un recubrimiento de quitosano a la varilla. Los especímenes se prepararon con diferentes cantidades de quitosano usando disolventes de vinagre de manzana, ácido acético, y vinagre de alcohol de caña de azúcar, y se sometieron a pruebas electroquímicas de curvas de polarización (PC), potencial de media celda (HCP), ruido electroquímico (EN) y resistencia a la polarización lineal (LPR). Se determinó la cantidad de quitosano y capas (espesor) óptimas con una mejora en las propiedades protectoras y se obtuvieron velocidades de corrosión bajas del concreto expuesto a cloruros durante 200 días. La conservación del recubrimiento sobre el acero en el concreto resulta ser interesante para estudios futuros. **Palabras clave:** corrosión; inhibidor; vinagre de manzana; concreto; quitosano.

**Citar como:** Rivera-Ortiz, I., Díaz-Blanco, Y., Menchaca-Campos, C., Uruchurtu-Chavarín, J. (2021), "Utilización del quitosano como recubrimiento orgánico para prevenir/inhibir la corrosión del concreto reforzado", Revista ALCONPAT, 11 (2), pp. 38 – 60, DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v11i2.519>

<sup>1</sup> Centro de Investigación en Ingeniería y Ciencias Aplicadas (CIICAp), Instituto de Investigación en Ciencias Básicas y Aplicadas (IICBA), Universidad Autónoma del Estado de Morelos (UAEM), Cuernavaca, México.

#### Contribución de cada autor

En este trabajo la idea original de la investigación fue de I. Rivera Ortiz (20%), C. Menchaca-Campos (40%) y J. Uruchurtu-Chavarín (40%). La administración del proyecto estuvo a cargo de C. Menchaca-Campos (60%) y J. Uruchurtu-Chavarín (40%). La metodología y experimentación estuvieron a cargo de I. Rivera Ortiz (40%), Y. Díaz-Blanco (40%), C. Menchaca-Campos (10%) y J. Uruchurtu-Chavarín (10%). El procesamiento de los datos fue realizado por I. Rivera Ortiz (60%) y Y. Díaz-Blanco (40%). La escritura, revisión y edición estuvieron a cargo de Y. Díaz-Blanco (80%) y J. Uruchurtu-Chavarín (20%). El análisis y la discusión de resultados estuvieron a cargo de I. Rivera Ortiz (60%), C. Menchaca-Campos (20%) y J. Uruchurtu-Chavarín (20%).

#### 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.

## Use of chitosan as an organic coating to prevent / inhibit the corrosion of reinforced concrete

### ABSTRACT

This work analyzes the performance of reinforced concrete (RC) against corrosion by applying a chitosan coating to the rebar. Specimens with different amounts of chitosan using solvents of apple vinegar, acetic acid and sugarcane alcohol vinegar were prepared and subjected to electrochemical polarization curves (PC), half-cell potential (HCP), electrochemical noise (EN) and linear polarization resistance (LPR) tests. The amount of chitosan and optimal layers (thickness) with an improvement in the protective properties was determined and low corrosion rates were obtained in the concrete exposed to chlorides for 200 days. The preservation of the coating on the steel in concrete turns out to be interesting for future studies.

**Keywords:** corrosion; inhibitor; apple vinegar; concrete; chitosan.

## Uso de quitosana como revestimiento orgánico para prevenir/inibir a corrosão de armadura do concreto armado

### RESUMO

Este trabalho analisa o desempenho do concreto armado (RC) frente à corrosão, aplicando um revestimento de quitosana na armadura. Os corpos de prova foram preparados com diferentes quantidades de quitosana utilizando solventes de vinagre de maçã, ácido acético e vinagre de álcool de cana-de-açúcar, e submetidos a ensaios eletroquímicos de curvas de polarização (PC), potencial de meia-célula (HCP), ruído eletroquímico (EN) e resistência a polarização linear (LPR). A quantidade de quitosana e camadas ideais (espessura) foram determinadas visando uma melhoria nas propriedades de proteção. Baixas taxas de corrosão foram obtidas em concretos expostos a cloretos por 200 dias. A preservação do revestimento sobre o aço no concreto destes corpos de prova torna-se interessante para estudos futuros.

**Palavras-chave:** corrosão; inibidor; vinagre de maçã; concreto; quitosana.

### 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 del título de la revista 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. INTRODUCCION

La corrosión en las estructuras de concreto reforzado (RCS) se ve reflejada en la pérdida de resistencia a la compresión del material así como en la tensión interna generada por los productos de corrosión del acero, la cual no logra ser soportada por la deformación plástica limitada del concreto y conduce al agrietamiento (Taylor, 1990). El concreto hecho a base de cemento Portland es actualmente el material manufacturado más extensamente utilizado por el hombre y cuyo futuro, de acuerdo con las tendencias mundiales, tiende a ser más significativo e importante (O Reilly, 2007).

Sobre la corrosión en la armadura del concreto se debe resaltar que, la calidad de los materiales, proporción en los agregados, prácticas constructivas, espesor del recubrimiento, relación agua-cemento (a/c) pueden mejorar o disminuir el grado de protección del concreto contra agentes externos. Cabe aclarar que la mezcla de concreto fabricado con cemento Portland proporciona a los materiales embebidos en él una protección adecuada contra la corrosión (Hostalet Alba, 1994). Esto se debe a que sirve como una barrera que protege a la armadura de agentes agresivos externos y por su alcalinidad el acero desarrolla una capa pasiva sobre la superficie que lo mantiene protegido por un tiempo indefinido. Sin embargo, la corrosión del acero de refuerzo es la causa principal del daño y el fracaso temprano de las estructuras de concreto armado.

En ambientes marinos, la principal causa de la corrosión en el acero de refuerzo del concreto (CRS) ha sido identificada como el ataque por iones cloruros, que inducen la despasivación del acero. Estos iones al mezclarse con el agua y el oxígeno dan lugar a ataques puntuales que pueden reducir la sección de trabajo de la armadura. En este punto, no solo se deben considerar las pérdidas económicas que se registran a causa de la corrosión, sino también, las pérdidas humanas que se presentan al haber derrumbes o accidentes causados por fallas en las estructuras que colapsan, al no poder soportar el esfuerzo para el cual fueron diseñadas (Pech-Canul y Castro, 2002). De igual manera, la modificación del concreto y el elemento metálico, mediante el uso de materiales y recubrimientos poliméricos se ha estudiado durante las últimas cuatro décadas con resultados mixtos (Dodson, 1990).

Por otro lado, el aprovechamiento de residuos para la obtención de productos de alto valor agregado constituye un camino hacia la economía sustentable y sostenible. Actualmente en el área de la ciencia de los biomateriales, los científicos se han enfocado al estudio de diversos materiales por su alto potencial y aplicabilidad como son: la quitina y el quitosano, entre otros (Anandhavelu et. al., 2017; Pakdel y Peighamardoust, 2018). La quitina es un biopolímero que se encuentra presente en el exoesqueleto de artrópodos, como: langostas, cangrejos y camarón; insectos y también se encuentra en la pared celular de las diatomeas, y otras algas y hongos en los que actúa como refuerzo de las células. Este material por sí mismo no es tóxico y es relativamente fácil de degradar, por lo que su aplicación es ambientalmente aceptable (Dima y Zaritzky, 2019). Es el segundo biopolímero de mayor importancia en nuestro planeta (sólo después de la celulosa) y es un polisacárido que contiene grupos funcionales acetamidas. La quitina comercial se obtiene principalmente de las cáscaras de los crustáceos (Gacén y Gacén, 1996).

Cuando a la quitina se le eliminan esos grupos mediante el proceso denominado des-acetilación se obtiene el quitosano, el cual sigue siendo un biopolímero con una distribución regular de grupos amino (Hernández Cocolletzi et. al., 2009). El quitosano posee excelentes propiedades tales como antifúngico, antiviral, antimicrobiano, material biocompatible, biodegradable, no tóxico, emulsionante, absorbente de contaminantes entre otros, y hacen que sea considerado de gran aplicación en distintos campos (Dima y Zaritzky, 2019). Debido a sus interesantes propiedades fisicoquímicas, estructurales y funcionales, se convierte en un candidato adecuado en el desarrollo de recubrimientos anticorrosivos, particularmente por su carácter como película, capacidad de adherencia a superficies metálicas y la posibilidad que tiene para formar complejos (Anandhavelu et. al., 2017).

El quitosano siendo un producto parcialmente desacetilado de la quitina, es un copolímero lineal de  $\beta$ - (1-4) -2-amido-2-desoxi-D-glucano (glucosamina) y  $\beta$ - (1-4) -2-acetamido-desoxi-D-glucano (N-acetilglucosamina) (Carneiro et. al., 2013; Carneiro et. al., 2015; Bezerra, 2016) y presenta una configuración helicoidal tridimensional estabilizada mediante enlaces de hidrógeno entre los monómeros que lo forman (Sousa Andrade et. al., 2003). Debido a sus características funcionales (Knorr, 1991; Ashassi-Sorkhabi y Kazempour, 2020), la quitina y el quitosano son excelentes candidatos como agregados en mezclas de concreto, y como recubrimiento del acero de refuerzo (RS) para evitar o en su defecto disminuir la corrosión y los productos resultantes en el RC (Dodson y Hayden, 1989). Un desecho de camarón que por lo general es responsable de un problema ambiental, podría convertirse en una solución para problemas de corrosión en las estructuras (Martínez-Barrera et. al., 2005; Pacheco, 2010; Castelló et. al., 2019).

Se ha buscado desarrollar un método por el cual, mejorando las propiedades mecánicas del concreto se pueda controlar y disminuir la corrosión del RC, en comparación con el concreto hidráulico convencional (Martínez-Barrera et. al., 2005).

En este trabajo se estudió la efectividad y comportamiento del agregado de exoesqueleto de camarón, quitina y quitosano como agregados dentro de la matriz para evaluar la resistencia a la compresión de cubos de morteros de 5 cm x 5 cm x 5 cm. Se evaluaron los recubrimientos de quitosano en electrodos encapsulados para determinar la cantidad óptima y el número de capas con mejor desempeño en solución de hidróxido de calcio con cloruro de calcio. El mejor recubrimiento se aplicó sobre las varillas de acero embebidas en muestras de concreto de 10 cm x 7 cm x 10 cm. Lo anterior, con el objetivo de analizar el comportamiento electroquímico del RC a largo del tiempo, expuesto a una solución de cloruro de sodio al 3%.

## 2. PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL

### 2.1. Materiales.

La calidad del concreto depende en gran medida de la calidad de la pasta, en un concreto elaborado adecuadamente. Los materiales que se utilizaron para la elaboración de las mezclas en este trabajo de investigación cumplen con la norma (ASTM C33, 2003). Se utilizó cemento Portland ordinario CPO 20R (Cemex), arena de piedra triturada (pasa malla #4) y grava de la región con un tamaño máximo de 3/4". La relación agua/cemento fue de 0.5, tanto para las muestras de mortero como para las muestras de concreto. El acero formado por varillas corrugadas presentó un diámetro de 3/8", grado 42 de resistencia de 4,200 kg/cm<sup>2</sup>.

En el caso de los agregados, se recolectaron los exoesqueletos de los desechos de la industria camaronera, los cuales representan millones de toneladas de basura a nivel mundial (Hernández Cocoltzi et. al., 2009). La quitina y el quitosano fueron adquiridos en la Universidad Autónoma Metropolitana, y también a partir de desechos de camarón seco.

Las mallas utilizadas en la clasificación de los materiales son de GRUPO FIICSA. Para el estudio se utilizó el exoesqueleto de camarón entero retenido en la malla #4, el exoesqueleto molido retenido en la malla #30, el exoesqueleto fibra retenido en la malla #8, la quitina retenida en la malla #8, la quitina grado reactivo retenido en la malla #100 y el quitosano retenido en la malla #30.

### 2.2. Procesamiento y síntesis de los diferentes agregados.

#### 2.2.1. Exoesqueleto de camarón como agregado sólido.

Una vez que se obtuvo el exoesqueleto de camarón para su uso como agregado, este fue previamente lavado con agua destilada y deshidratado en un horno eléctrico a 200 °C por 30 min. A partir del agregado seco y con la utilización de un molino se obtuvo el exoesqueleto molido con los tamaños de partículas deseados. Igualmente, el agregado fue cortado en forma de fibras para analizar si la geometría tenía algún efecto en las propiedades mecánicas del material compuesto.

De esta forma se procesaron tres geometrías diferentes, exoesqueleto entero, molido y fibras. La quitina, la quitina grado reactivo y el quitosano fueron utilizados en la misma presentación en que fueron adquiridos.

### **2.2.2. Síntesis de los agregados para recubrimiento.**

Se realizaron varios procedimientos para la extracción de los diferentes recubrimientos a partir de la materia base de agregados (exoesqueleto de camarón, quitina y quitosano). El exoesqueleto de camarón se trató de disolver mediante ácidos, acetonas y otros productos con los que no se tuvo éxito, por lo cual se desechó la utilización del exoesqueleto para utilizarlo como inhibidor o recubrimiento.

En el caso de la quitina y el quitosano se tomó como referencia la propuesta reportada en la literatura (Shrinivas Rao et. al., 2007). El porcentaje de solubles de la quitina se calculó disolviendo 0.1 g de quitina en 25 ml de una solución de N, N-dimetilacetamida (DMAc) con cloruro de litio al 5% (Shrinivas Rao et. al., 2007) durante 72 horas, con agitación constante a temperatura ambiente y aplicando calor esporádicamente con una pistola de aire caliente. En el caso de la quitina, la utilización de cloruro de litio hace que este recubrimiento no sea apto para su utilización, ya que una parte fundamental de este trabajo es generar productos que sean amigables con el medio ambiente, por lo que la idea fue desechada.

El porcentaje de solubles del quitosano se calculó disolviendo 0.1 g en 25 ml de una solución de ácido acético glacial AE2E3 (0.1M Sigma-Aldrich) durante 72 h, con agitación constante a temperatura ambiente, posteriormente se filtró con papel filtro de celulosa (0.45 micras) y por diferencia de peso se determinó la cantidad de quitosano soluble (Shrinivas Rao et. al., 2007). Para el quitosano se buscó otra alternativa de disolvente más amigable con el medio ambiente. En ese sentido, se sustituyó el ácido acético grado reactivo por vinagre de manzana, esto con la finalidad de utilizar un solvente menos agresivo. Finalmente, se decidió utilizar el quitosano disuelto en ácido acético y vinagre de manzana variando la cantidad de quitosano de 0.1g hasta 1g para demostrar si la cantidad del agregado y el tipo de disolvente contribuía en una mayor resistencia a la corrosión.

## **2.3. Diseño y procedimiento de fabricación de los especímenes.**

### **2.3.1. Especímenes para pruebas mecánicas.**

Los especímenes de mortero fueron fabricados según las normas (ASTM C109, 2016; ASTM C192, 2014) con medidas de 5 cm x 5 cm x 5 cm. En la Tabla 1 se muestra la dosificación y el peso de todos los materiales de los cubos de mortero para cada muestra diseñada.

Para la fabricación de los especímenes se tomaron en cuenta algunas consideraciones. La cimbra fue de madera engrasada en su interior para garantizar el adecuado desmolde de los cubos y evitar la fractura o rompimiento del mortero endurecido durante este proceso. Se preparó la mezcla compuesta por cemento-arena, mezclando primeramente los materiales sólidos y añadiendo 1 g de cada uno de los agregados de exoesqueleto entero, exoesqueleto molido, exoesqueleto fibra, quitina, quitina grado reactivo y quitosano por separados; por último, se agregó el agua a la mezcla. Por unos minutos se agitó la pasta hasta lograr una mezcla homogénea y se realizó el vertido del mortero dentro de cada molde. Todo el proceso desde la elaboración y hasta el vertido de la mezcla de mortero no debe exceder de 15 minutos. Se identificaron los especímenes y se protegió la superficie de cada molde. El desmoldado de los cubos se realizó a las 24 h, momento en el que se procedió a curar los especímenes por 28 días hasta obtener su resistencia máxima.

Tabla 1. Dosificación de materiales para cada muestra de mortero.

| Materiales                  | Cantidad de materiales por muestra |                        |       |       |       |       |       | Materiales para 1 m <sup>3</sup> |
|-----------------------------|------------------------------------|------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|----------------------------------|
|                             | Muestra control 1                  | Muestras con agregados |       |       |       |       |       |                                  |
|                             |                                    | 2                      | 3     | 4     | 5     | 6     | 7     |                                  |
| Cemento CPO 20R (kg)        | 0.036                              | 0.036                  | 0.036 | 0.036 | 0.036 | 0.036 | 0.036 | 288                              |
| Arena (kg)                  | 0.228                              | 0.228                  | 0.228 | 0.228 | 0.228 | 0.228 | 0.228 | 1824                             |
| Agua (l)                    | 0.018                              | 0.018                  | 0.018 | 0.018 | 0.018 | 0.018 | 0.018 | 144                              |
| Exoesqueleto fibra (kg)     | -                                  | 0.001                  | -     | -     | -     | -     | -     | 8                                |
| Exoesqueleto entero (kg)    | -                                  | -                      | 0.001 | -     | -     | -     | -     | 8                                |
| Exoesqueleto molido (kg)    | -                                  | -                      | -     | 0.001 | -     | -     | -     | 8                                |
| Quitina (kg)                | -                                  | -                      | -     | -     | 0.001 | -     | -     | 8                                |
| Quitosano (kg)              | -                                  | -                      | -     | -     | -     | 0.001 | -     | 8                                |
| Quitina grado reactivo (kg) | -                                  | -                      | -     | -     | -     | -     | 0.001 | 8                                |

### 2.3.2. Especímenes metálicos para pruebas electroquímicas.

Se fabricaron especímenes cilíndricos para realizar las pruebas electroquímicas en solución de hidróxido de calcio (pH13) con 3% cloruro de calcio. Esto con el objetivo de simular las condiciones y el comportamiento del acero con recubrimiento de quitosano embebido en el concreto expuesto a iones cloruros. Para la fabricación de las probetas se cortaron las varillas de refuerzo de 3/8", a las cuales se les soldó por un extremo un cable de cobre para garantizar la continuidad eléctrica del acero y poder tomar las lecturas de potenciales y corriente. Posteriormente se encapsularon con resina y se realizó un tratamiento superficial a la cara del acero con lija de 600 para garantizar la adherencia del recubrimiento. Lista la superficie del electrodo se hizo un lavado con agua destilada, luego con acetona y por último secado al aire (Gholamhosseinzadeh et. al., 2019). Estas probetas metálicas fueron evaluadas electroquímicamente (con y sin recubrimiento) expuestas a la solución simulada.

A partir de los recubrimientos obtenidos del quitosano en los disolventes de ácido acético grado reactivo, vinagre de manzana y vinagre blanco de alcohol de caña de azúcar, se sumergieron (dip coating) las probetas en las soluciones con quitosano previamente sintetizadas. Una vez formado el recubrimiento se ponen a secar las probetas por 15 min. Este proceso se repitió, de dos a cuatro veces más hasta lograr cubrir con varias capas la superficie de la varilla expuesta. Con este proceso se lograron recubrimientos entre 2 y 3  $\mu\text{m}$  de espesor. En la Figura 1 se muestra la superficie del acero encapsulado con recubrimiento.





Figura 1. Tonalidad que se observa en la superficie de la muestra con recubrimiento.

### 2.3.3. Especímenes de concreto para pruebas electroquímicas.

Los especímenes de concreto fueron fabricados según las normas (ASTM C31, 2012; ASTM C192, 2014) teniendo en cuenta una resistencia de diseño de  $200 \text{ kg/cm}^2$  y una relación agua/cemento de 0.5. En la Tabla 2 se puede observar la dosificación y el peso de los materiales para cada muestra de concreto. Las dimensiones de las muestras de concreto fueron de  $10 \text{ cm} \times 7 \text{ cm} \times 10 \text{ cm}$ , tal y como se representa en la Figura 2.

Tabla 2. Dosificación de materiales para cada muestra de concreto reforzado.

| Materiales           | Cantidad de materiales por muestra |  |            | Materiales para $1 \text{ m}^3$ |
|----------------------|------------------------------------|--|------------|---------------------------------|
|                      | Muestra control 1                  | Muestras con recubrimiento aplicado sobre las varillas de refuerzo |            |                                 |
|                      |                                    | 2 (0.5gVM)   | 3 (0.5gAA) |                                 |
| Cemento CPO 20R (kg) | 0.196                              | 0.196  | 0.196      | 280                             |
| Arena(kg)            | 0.577                              | 0.577  | 0.577      | 824                             |
| Grava (kg)           | 0.662                              | 0.662  | 0.662      | 946                             |
| Agua (l)             | 0.098                              | 0.098  | 0.098      | 140                             |

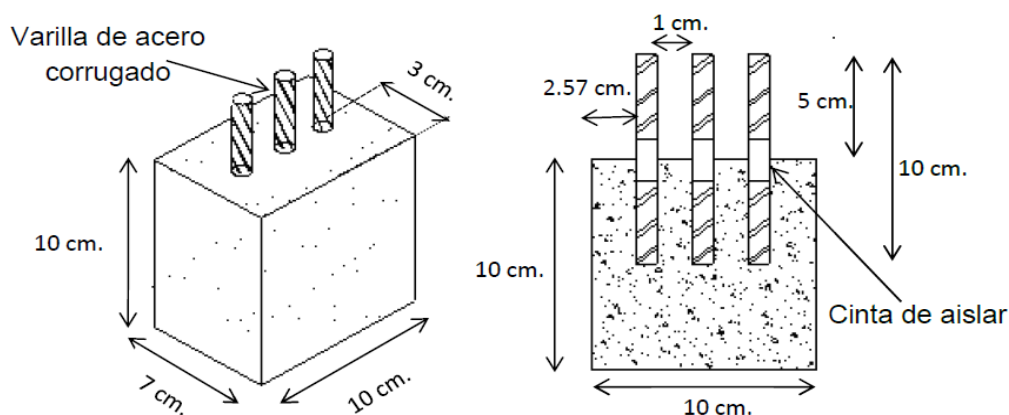


Figura 2. Geometría de las probetas para pruebas electroquímicas.

La fabricación de los especímenes de concreto fue muy similar al procedimiento descrito para la elaboración de los cubos de mortero de las pruebas mecánicas. En este caso, la diferencia en el procedimiento consistió en la colocación de las tres barras corrugadas de RS. Este proceso se llevó a cabo durante el proceso de vertido del concreto en los moldes de madera.

Las varillas se limpiaron para evitar oxidación importante, grasa, polvo o escamas en la superficie. Se revisaron visualmente buscando que no existieran fracturas, deformaciones o imperfecciones que afectaran la resistencia o adherencia al concreto. Las varillas de acero de 10 cm se encintaron en la parte media con cinta aislante, aproximadamente 2 cm, para prevenir que ingrese por capilaridad la solución. El área del acero en contacto con el concreto fue de 13.35 cm<sup>2</sup> y se fabricaron dos especímenes para cada recubrimiento utilizado, así como para la muestra control.

#### 2.4. Ensayo de resistencia a la compresión.

Las mediciones de resistencia a la compresión de los morteros se realizaron a las siete probetas de trabajo en forma de cubo de 5 x 5 x 5 cm a la edad de 28 días de su fabricación. Las probetas se colocaron en una prensa hidráulica garantizando la alineación vertical y horizontal con respecto a los ejes del equipo. Se ensayaron tres especímenes para cada agregado incorporado al mortero, así como para la muestra control. Al momento de presentarse la falla de rotura debido a la presión de la prensa, el equipo se detuvo y arrojó un valor representado como la fuerza máxima de rotura. Este valor es dividido por el área de la sección transversal del cubo, de esta forma se obtuvo la resistencia a la compresión ( $f'_c$ ). Los valores de  $f'_c$  para las muestras con agregados se compararon con la  $f'_c$  de diseño de la muestra control, de acuerdo a la norma (ASTM C109, 2016). El equipo de sólo compresión y medición es un modelo 300DX, marca SATEC.

#### 2.5. Medición de las técnicas electroquímicas.

##### 2.5.1. Curvas de polarización (PC).

La adquisición y análisis de los datos electroquímicos obtenidos a partir de la técnica de PC se realizó, tal y como se representa en la Figura 3.

1. Aplicación de la técnica de PC para la obtención de los datos de potencial y densidad de corriente, según los parámetros de operación establecidos en el estudio.
2. Representación gráfica con el software OriginPro de los datos obtenidos para cada PC.
3. Determinación de los parámetros electroquímicos de cada PC tales como: potencial de corrosión ( $E_{corr}$ ), densidad de corriente de pasivación, rango de potencial de pasivación y potencial de picado.
4. Comparación de todos los parámetros electroquímicos para determinar el efecto del recubrimiento orgánico, según las variables medidas en el estudio.

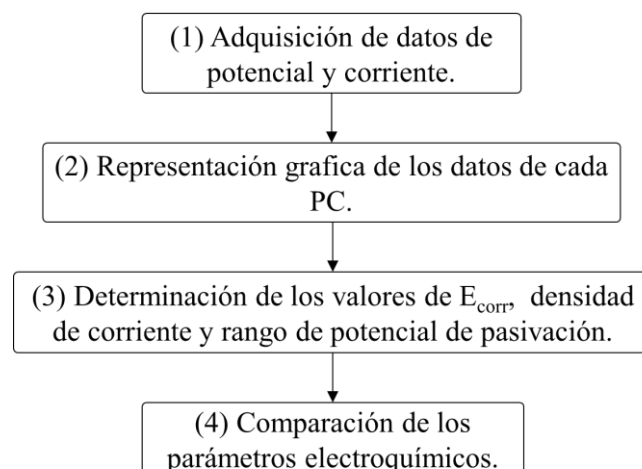


Figura 3. Diagrama de bloque para el análisis de los datos obtenidos por la técnica de PC.

Para las mediciones de PC se utilizó un arreglo de tres electrodos, empleando un electrodo saturado de Calomel (SCE) como referencia, electrodo de trabajo (probetas encapsuladas) y barra de grafito como contra electrodo. Los parámetros de operación fueron los siguientes: barrido de potencial de

-200 mV por debajo del  $E_{\text{corr}}$  y hasta +1000 mV, y una velocidad de barrido de 100 mV/min. Se utilizó un vaso de precipitado de 250 ml como contenedor de los electrodos y la solución simulada. El SCE y el electrodo de grafito se colocaron uno al lado del otro y lo más cerca posible del electrodo de trabajo dentro de la solución simulada. Una vez colocados todos los electrodos dentro de la solución, se dejó un tiempo de espera de 30 min antes de iniciar la prueba para que se estabilizará el valor del  $E_{\text{corr}}$  (Gholamhosseinzadeh et. al., 2019). Se realizaron por triplicado los experimentos para cada cantidad de quitosano, tipo de disolvente, número de capas, tiempo de almacenamiento, así como para la muestra control, según se observa en la Tabla 3.

Tabla 3. Cantidad de muestras por cada variable medida por la técnica de PC.

| Cantidad de muestras por variables medidas de las probetas encapsuladas por la técnica de PC |                    |               |                |                          |           |           |                 |   |   |   |
|--|--------------------|---------------|----------------|--------------------------|-----------|-----------|-----------------|---|---|---|
| Concentración del recubrimiento  | Disolventes        |               |                | Tiempo de almacenamiento |           |           | Número de capas |   |   |   |
|  | Vinagre de manzana | Ácido acético | Vinagre blanco | Dic. 2015                | May. 2016 | Mar. 2017 | 1               | 2 | 3 | 4 |
| 0 (Control)  | 3                  |               |                |                          |           |           | 3               |   |   |   |
| 0.1  | 3                  | 3             |                | 3                        | 3         | 3         |                 |   |   |   |
| 0.2  | 3                  | 3             |                |                          |           |           |                 |   |   |   |
| 0.3  | 3                  | 3             |                |                          |           |           |                 |   |   |   |
| 0.4  | 3                  | 3             |                |                          |           |           |                 |   |   |   |
| 0.5  | 3                  | 3             | 3              |                          |           |           | 3               | 3 | 3 | 3 |
| 0.6  | 3                  | 3             |                |                          |           |           |                 |   |   |   |
| 0.8  | 3                  | 3             |                |                          |           |           |                 |   |   |   |
| 1  | 3                  | 3             |                |                          |           |           |                 |   |   |   |

Primero se evaluaron los recubrimientos obtenidos en los disolventes de ácido acético y vinagre de manzana para la cantidad de 0.1 g y hasta 1 g de quitosano. Luego se analizó el comportamiento para la concentración de 0.5 g del recubrimiento obtenido en vinagre de manzana y se comparó con la PC para la misma concentración de recubrimiento obtenido en vinagre blanco de alcohol de caña de azúcar. Además, se evaluó el recubrimiento de quitosano de 0.1 g disuelto en vinagre de manzana, y almacenado durante uno y dos años para analizar su desempeño en función del tiempo. Por último, se analizó el comportamiento del recubrimiento para la concentración de 0.5 g en función de las cantidades de capas aplicadas sobre la superficie metálica.

### 2.5.2. *Potencial de media celda.*

La medición del HCP se realizó contra un SCE y por medio de un multímetro. Se tomó una lectura de las tres barras de acero embebidos en el concreto y se promediaron los valores de las tres mediciones para obtener el valor final. La primera lectura se realizó al inicio del curado de las muestras. Se tomó en cuenta en cada medición que el SCE estuviera muy cerca del electrodo de trabajo y dentro de la solución agresiva, sin tocar el fondo del contenedor. Según el criterio de probabilidad de corrosión de acuerdo a la norma (ASTM C876, 2015) en relación a los valores de  $E_{\text{corr}}$  se describen los siguientes intervalos mostrados en la Tabla 4 (Pérez-Quiroz et. al., 2008; Taji et. al., 2018; Díaz-Blanco et. al., 2019).

Tabla 4. Criterios de potencial según la norma ASTM C876.

| Valores de $E_{corr}$ por la técnica de HCP (mV) vs SCE | Criterio de probabilidad de corrosión |
|---|---------------------------------------|
| > -125  | Probabilidad de corrosión del 10%     |
| -126 a -275   | Riesgo de corrosión intermedio        |
| < -276  | Probabilidad de corrosión del 90%     |

**2.5.3. Resistencia a la polarización lineal (LPR).**

La técnica LPR ha sido utilizada en las últimas décadas como una poderosa herramienta para el análisis de la corrosión del CRS (Feliu et. al., 1989; Papavinasam, 2008; Zhou et. al., 2018). Para la medición de la LPR se utilizó un arreglo de tres electrodos: un contra electrodo de grafito, el SCE como electrodo de referencia y la varilla de acero como electrodo de trabajo; con una medición por muestra según los días de pruebas establecidos. Ambos electrodos se colocaron lo más cerca posible del electrodo de trabajo, al lado del bloque de concreto y dentro de la solución de NaCl al 3%, tal y como se observa en la Figura 4. La técnica LPR se midió conforme a la norma (ASTM G59, 2014), con parámetros de operación de  $\pm 20$  mV respecto al  $E_{corr}$ , a una velocidad de barrido de 10mV/min y se graficó en función del tiempo. El equipo de medición utilizado fue un Potenciostato/galvanostato/ZRA, Gamry Instruments, interface 1000, software Gamry framework. La resistencia a la polarización ( $R_p$ ) puede determinarse como la pendiente de la PC alrededor del  $E_{corr}$  (Andrade y Alonso, 1996; Díaz Blanco et. al., 2019). En la Tabla 5 se muestran los intervalos de densidad de corriente ( $I_{corr}$ ) y velocidad de corrosión (CR), así como la condición de las barras de acero según el grado de avance de la corrosión (Andrade y Martínez, 2010).

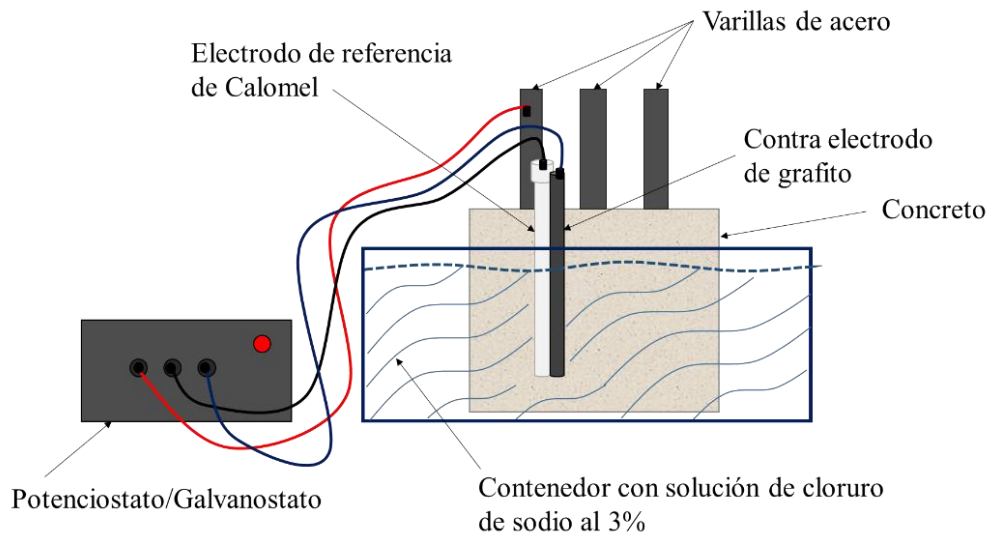


Figura 4. Representación de celda electroquímica para la medición de la LPR.

Tabla 5. Criterios de  $I_{corr}$  y CR en términos de vida útil.

| Corriente de corrosión $I_{corr}$ ( $\mu A/cm^2$ ) | CR (mm/y)   | Condición de las barras de refuerzo |
|--|-------------|-------------------------------------|
| $I_{corr} < 0.1$                                   | <0.001      | Despreciable.                       |
| $I_{corr} 0.1 - 0.5$                               | 0.001-0.005 | Corrosión de baja a moderada.       |
| $I_{corr} 0.5 - 1.0$                               | 0.005-0.010 | Corrosión de moderada a elevada.    |
| $I_{corr} > 1.0$                                   | > 0.010     | Corrosión elevada.                  |

#### 2.5.4. Ruido electroquímico (EN).

La adquisición y análisis de los datos obtenidos por la técnica de EN se realizó siguiendo el diagrama de bloque, representado en la Figura 5.

5. Aplicación de la técnica de EN para la adquisición de las señales de EN, a partir de los parámetros de operación establecidos.
6. Procesamiento de las señales de potencial de ruido electroquímico (EPN) y corriente de ruido electroquímico (ECN) utilizando el método de regresión lineal.
7. Determinación de los parámetros electroquímicos tales como: desviación estándar del ruido en voltaje ( $\sigma_v$ ), desviación estándar del ruido en corriente ( $\sigma_i$ ) y resistencia de ruido ( $R_n$ ); por medio del método estadístico (SM).
8. Representación gráfica y comparación de los datos de  $R_n$  en función del tiempo entre las diferentes muestras de concreto.

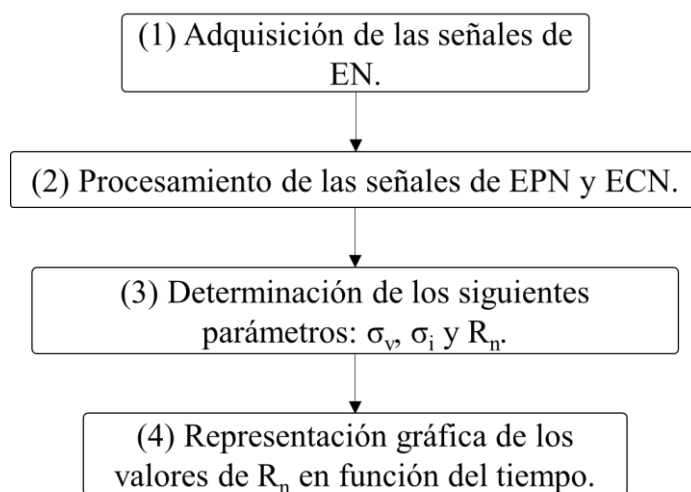


Figura 5. Diagrama de bloque para el análisis de los datos de EN.

Para la medición de EN se utilizó el método estándar de análisis de tres electrodos (varillas de acero embebidas en el concreto) nominalmente “*idénticos*” (Genesca et. al., 2002), haciendo una medición por cada muestra de concreto según los días de pruebas designados. El equipo usado fue un potencióstato ZRA automático de ACM Instruments. Se utilizó una frecuencia de muestreo de 1 dato/s y las lecturas fueron de 1024 datos registrados. La  $R_n$  es uno de los parámetros más ampliamente utilizado para el estudio de las señales de ruido. Por analogía con la ley de Ohm se determinó la  $R_n$ , definida como la relación entre la  $\sigma_v$  y  $\sigma_i$  (Sanchez-Amaya et. al., 2005). Para el procesamiento de los datos en potencial y corriente se realizó una eliminación de la tendencia de las series de tiempo por el método de regresión lineal (Mansfeld et. al., 2001)

#### 2.6. Caracterización superficial. Microscopio electrónico de barrido (SEM).

Las muestras se recubrieron con una capa delgada de oro para darle propiedades conductoras. Se estudiaron las muestras de varillas de acero con recubrimientos fabricados con quitosano disuelto en vinagre de manzana. También se analizó la probeta de trabajo sin recubrimiento. El equipo de medición es LEO 1450 VP.

### 3. RESULTADOS Y DISCUSION

#### 3.1. Resistencia a la compresión.

En la Figura 6 se presentan los resultados de la prueba de resistencia a la compresión de los especímenes con los diferentes agregados propuestos, con el objetivo de observar si existían mejoras en las propiedades mecánicas del mortero (Aydin y Saribiyik, 2010).

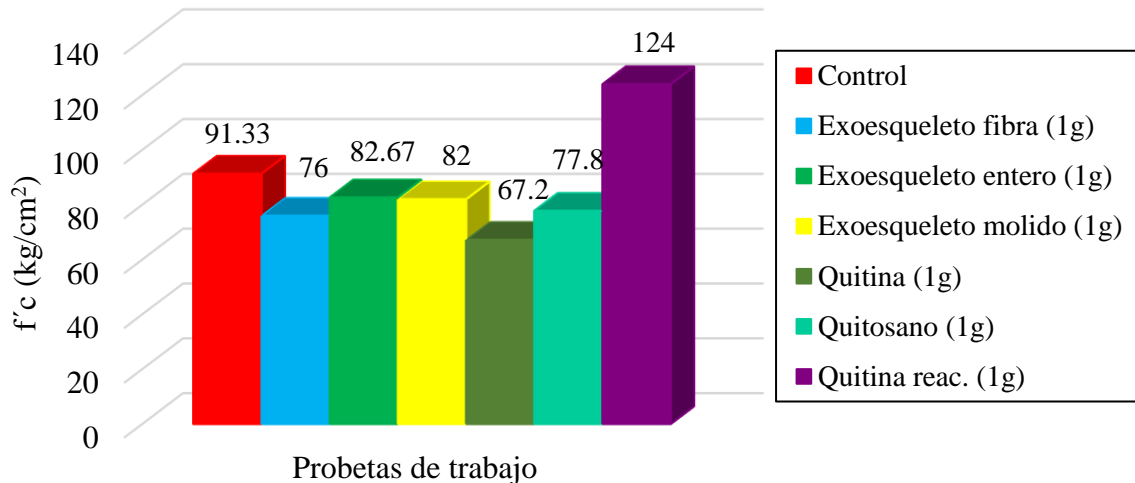


Figura 6. Gráfica de pruebas de resistencia a la compresión en probetas de mortero con diferentes agregados a los 28 días de curado.

Como se puede observar, los valores de resistencia a la compresión con el uso de los diferentes agregados (exoesqueleto entero, fibra y molido) disminuyen entre un 9 y un 17 % respecto a la resistencia de la muestra control. En el caso de la quitina y el quitosano, los valores de resistencia disminuyen hasta en un 26%. Algunos autores reportan el efecto retardante que tiene el quitosano en la hidratación del cemento, que actúa como un agente que modifica la viscosidad, posiblemente por la interacción entre el biopolímero y los compuestos del cemento (Cano-Barrita y León-Martínez, 2016). En cambio, se alcanzó una resistencia de 136% para la muestra que contenía quitina grado reactivo, con partículas retenidas en la malla 100 (150  $\mu\text{m}$ ). Según Bezerra, la quitina en mezclas cementosas puede formar redes poliméricas que mejoran las propiedades mecánicas al incorporar los hidratos de la pasta de cemento a sus cadenas (Bezerra, 2016), por consecuencia los cubos de mortero resultantes posiblemente fueron más compactos. Ciertamente la forma y el tamaño pequeño de las partículas jugó un papel muy importante (Page et. al., 1990), incidiendo en el contenido de huecos del material compuesto, la compactación y por consecuencia en la resistencia a la compresión (Zhou et. al., 2019).

#### 3.2. Técnicas electroquímicas.

##### 3.2.1. Curvas de polarización.

La Figura 7 muestra las gráficas de PC para las probetas encapsuladas con recubrimiento a partir diferentes cantidades de quitosano disuelto en ácido acético y vinagre de manzana, e inmersas en una solución de hidróxido de calcio con cloruro de calcio. Ambas gráficas presentan un comportamiento similar, se observan valores de  $E_{\text{corr}}$  más nobles para las muestras con recubrimiento con bajas cantidades de quitosano. Por el contrario, el  $E_{\text{corr}}$  se hace más activo para la muestra control y las muestras con los recubrimientos que contienen mayor cantidad de quitosano disuelto, a excepción de la muestra con el recubrimiento de 0.5g en ácido acético que presenta un potencial de corrosión más noble.

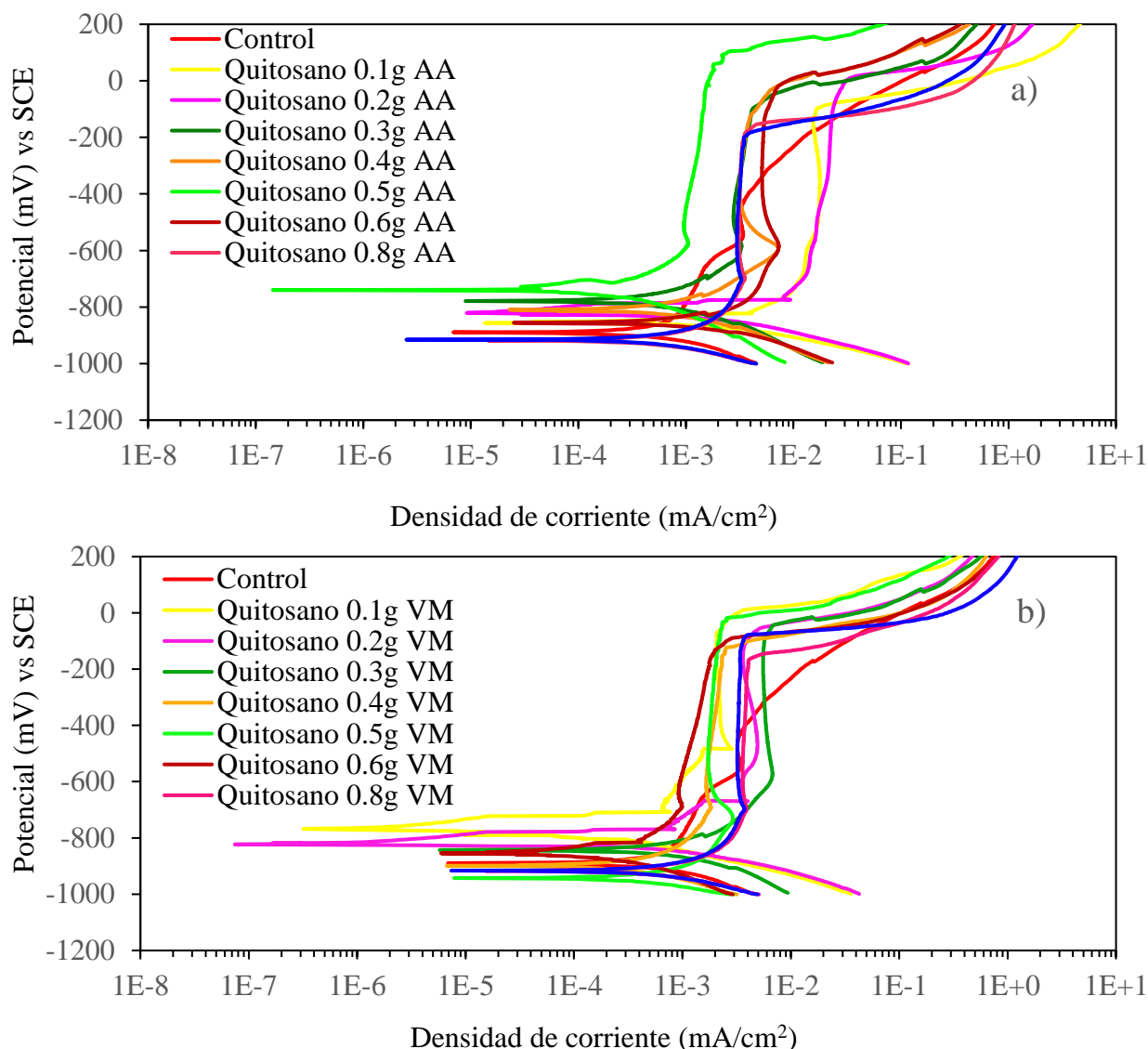


Figura 7. Curvas de polarización de probetas con recubrimiento de quitosano disuelto en a) ácido acético y b) vinagre de manzana, expuestas a una solución de hidróxido de calcio con cloruro de calcio.

Todas las probetas con recubrimiento presentan una región de pasividad aproximadamente entre -800 y -100 mV. El comportamiento observado sugiere la oxidación del metal con la subsecuente formación de una capa pasiva más estable en presencia del recubrimiento como barrera física. El quitosano como polisacárido es un polímero orgánico adecuado como recubrimiento por su elevada adherencia sobre los sustratos metálicos (Carneiro et. al., 2015). Esta propiedad se incrementa debido a que el quitosano y sus derivados tienen una facilidad notoria de funcionalización química (Ashassi-Sorkhabi y Kazempour, 2020). Las densidades de corriente de pasivación están cercanas a 1E-3 mA/cm<sup>2</sup>, en cambio la muestra control presenta valores de densidad de corriente de pasivación superiores. El inicio de la región de pasivación para todas las muestras es muy similar, pero la probeta control muestra una tendencia a incrementar la densidad de corriente, lo que significa que la capa pasiva no es tan estable.

La probeta con el recubrimiento de 0.5 g de quitosano presenta un intervalo de potencial de pasivación mayor (mayor estabilidad de la capa pasiva) que las otras probetas, con un potencial de picado cercano a +200 mV para la muestra con recubrimiento disuelto en ácido acético (AA) y -10 mV para el recubrimiento disuelto en vinagre de manzana (VM). Por lo que, se consideró la

cantidad de 0.5 g de quitosano disuelto en vinagre de manzana como el mejor recubrimiento, que actúa como barrera física contra la entrada de agentes agresivos como los iones cloruros (Carneiro et. al., 2013).

En la Figura 8a, se aprecia la gráfica de PC para la cantidad de 0.5 g de quitosano disuelto en vinagre de manzana con respecto al disolvente de vinagre blanco de alcohol de caña de azúcar. Se aprecia que la muestra con recubrimiento disuelto en vinagre blanco no presentó una zona de pasivación, sino una zona de formación de productos de corrosión. Esto confirma la utilización del vinagre de manzana como mejor disolvente del quitosano, con la consecuente formación del mejor recubrimiento.

Siendo el quitosano un biopolímero orgánico, se esperaría una degradación del compuesto en función del tiempo. En ese sentido, se preparó una concentración de 0.1 g de quitosano disuelto en vinagre de manzana y se almacenó en un recipiente cerrado durante 17 meses. Se observó a través de la técnica de PC el efecto del tiempo de almacenamiento y posterior aplicación sobre la superficie metálica, tal y como se representa en la Figura 8b.

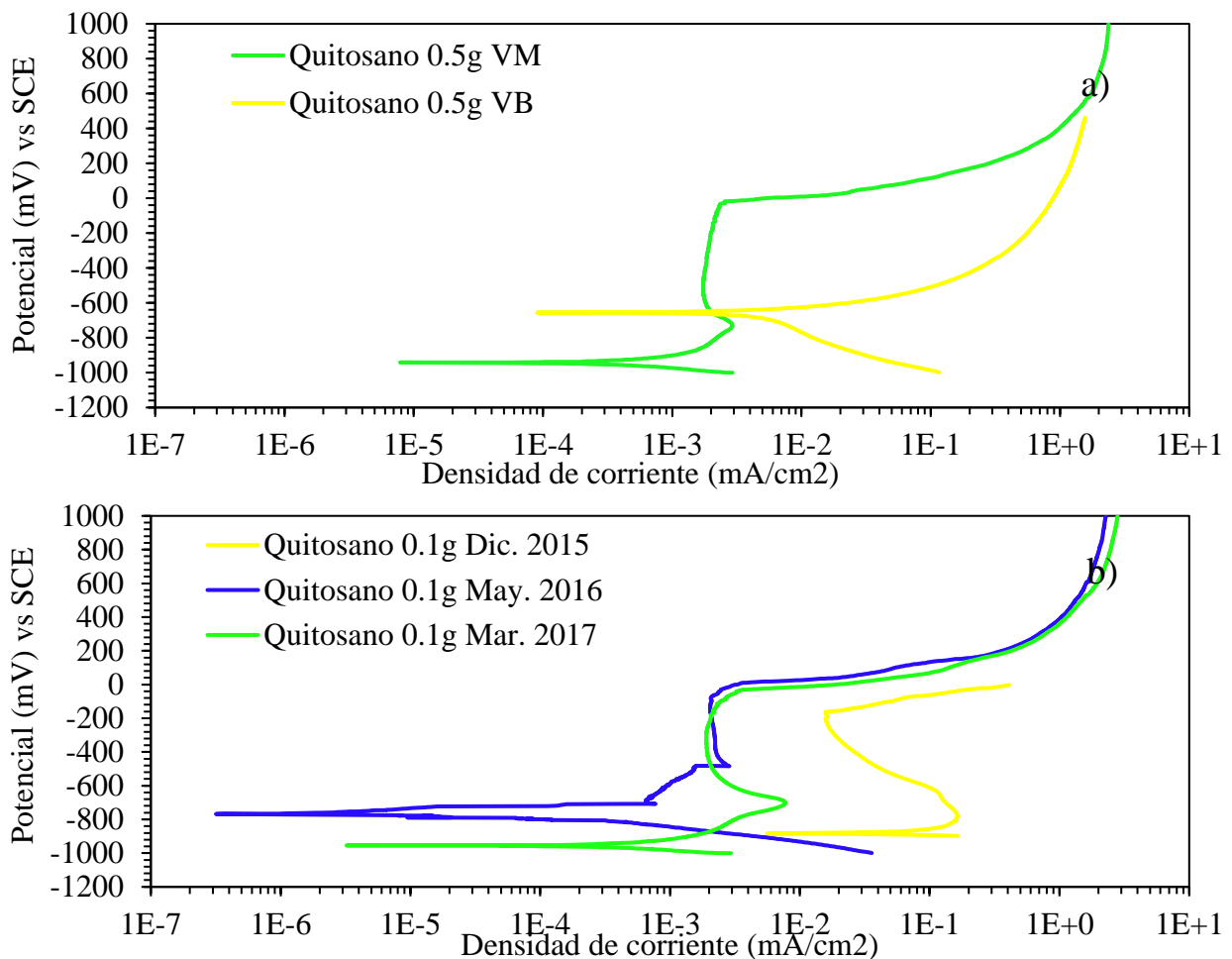


Figura 8. Curvas de polarización de probetas con a) recubrimiento de quitosano disuelto en vinagre blanco de alcohol de caña y vinagre de manzana y b) recubrimiento de quitosano almacenado y disuelto en vinagre de manzana; expuestas a la solución simulada.

Como se puede observar, después de 5 meses de almacenamiento el recubrimiento de quitosano mejoró considerablemente su desempeño. La corriente de pasivación disminuyó respecto a la primera aplicación en más de tres órdenes de magnitud. A los 17 meses de almacenamiento el rango de potencial de pasivación fue más amplio entre -1000 y 50 mV y la corriente de pasivación fue



dos órdenes de magnitud inferior con respecto a la primera aplicación. La conservación por tiempo prolongado, las favorables propiedades de adherencia, las posibles interacciones de quimisorción y fisisorción del quitosano sobre la superficie metálica, y la disponibilidad de heteroátomos de N y O del recubrimiento son algunas de las características que inciden directamente en su comportamiento anticorrosivo (Ashassi-Sorkhabi y Kazempour, 2020).

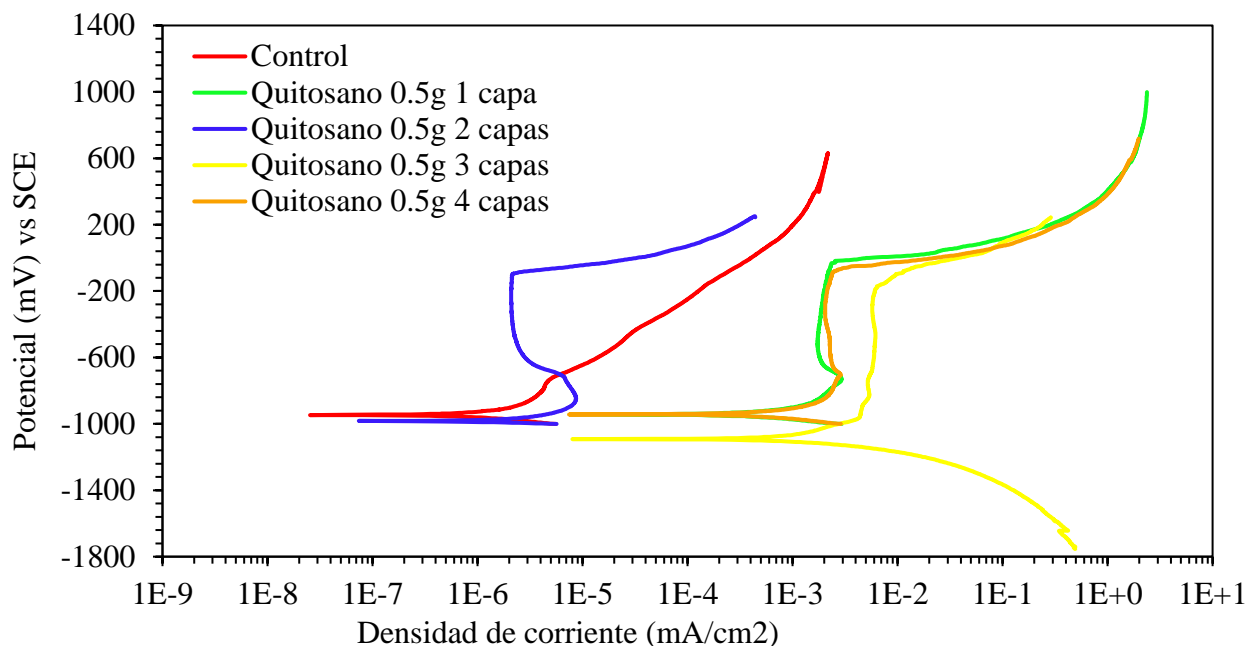


Figura 9. Curvas de polarización de probetas con diferentes capas (dip coating) de recubrimiento de quitosano en vinagre de manzana, en solución de hidróxido de calcio con cloruro de calcio.

La Figura 9 presenta las PC de las probetas encapsuladas, con y sin recubrimiento de quitosano disuelto en vinagre de manzana y con una concentración de 0.5 g. Se realizaron de una a cuatro inmersiones formándose una capa por cada inmersión.

En las gráficas se presentan valores de  $E_{corr}$  para todas las muestras alrededor de -950 mV. La muestra con dos capas y la muestra control presentan una menor densidad de corriente de pasivación de  $1E-6$  mA/cm<sup>2</sup>, con valores de hasta tres órdenes de magnitud inferior a los valores reportados para las probetas con una, tres y cuatro capas del recubrimiento. Esto se debe posiblemente al hecho de que las probetas con mayor número de capas presentaban poca adherencia en los bordes del metal (hendidura entre el metal y el encapsulado epóxico). Por otro lado, la muestra con dos capas de recubrimiento presentó una zona de pasivación bien definida, con un potencial de picado cercano a -50 mV, en cambio, la rama anódica de la muestra control es diferente al presentar un aumento significativo de la densidad de corriente, asociado a la formación de productos de corrosión sobre el acero. Gebhardt y colaboradores, reportan un comportamiento similar de la rama anódica para el sustrato, con y sin recubrimiento de quitosano, demostrando su efecto favorable contra la corrosión (Gebhardt et. al., 2012). Esto sugiere que el mejor recubrimiento es el de dos capas, la primera recubre el metal y la segunda sella los poros o defectos presentes en la primera capa.

### 3.2.2. Parámetros electroquímicos como: $E_{corr}$ , $R_n$ , $R_p$ e $I_{corr}$ .

En la Figura 10 se observan los resultados de la variación del  $E_{corr}$  en función del tiempo para el RS embebido en el concreto con recubrimiento de 0.5 g de quitosano disuelto en vinagre de manzana (0.5 g VM) y en ácido acético (0.5 g AA).

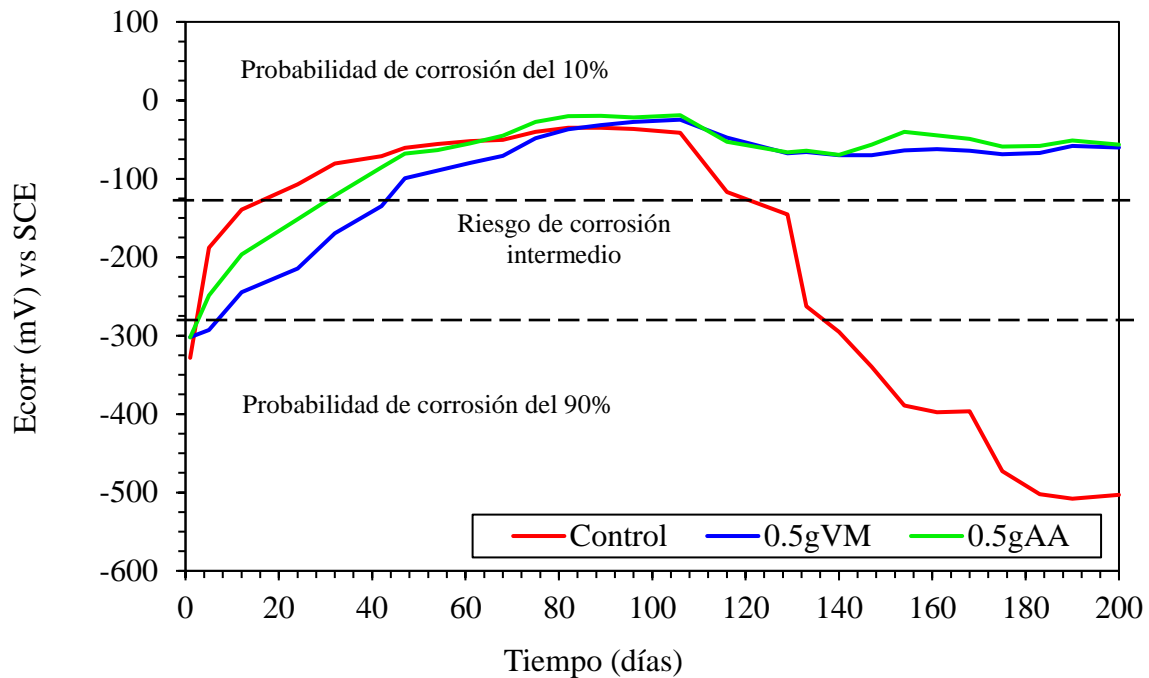


Figura 10. Variación del  $E_{\text{corr}}$  en el tiempo para el acero con y sin recubrimiento embebido en el concreto y expuesto a una solución de NaCl al 3%.

Al inicio del período de prueba (curado del concreto) la muestra control alcanza rápidamente valores de  $E_{\text{corr}}$  muy nobles, cercanos a -100 mV para el día 28; el acero en condiciones de elevada alcalinidad, presencia de humedad y oxígeno forma una capa pasiva de óxidos que protege al metal en ausencia de iones agresivos (Hansson, 1984). Las probetas con recubrimiento alcanzaron estos valores de  $E_{\text{corr}}$  cercano a los 40 y 50 días de prueba, posiblemente por la presencia del recubrimiento que retardo la formación de la capa pasiva de óxidos. A largo plazo se puede observar que ambas probetas con recubrimiento disueltas en vinagre de manzana o ácido acético presentan un 10% de probabilidades de corrosión, teniendo un comportamiento constante del día 100 al día 200. En cambio, la muestra sin recubrimiento en el día 100 comienza a presentar una caída drástica del  $E_{\text{corr}}$ , ubicándose del día 160 y hasta el día 200 en la zona con un 90% de probabilidad de corrosión de acuerdo al criterio establecido (Taji et. al., 2018).

Comparando ambas probetas con recubrimiento, se puede observar que los  $E_{\text{corr}}$  son muy similares y mejoran con el tiempo de inmersión. Este comportamiento se asocia al recubrimiento de quitosano; posiblemente la elevada adherencia (Carneiro et. al., 2015), ausencia de defectos de la película (Hernández et. al., 2009), así como la permanencia de las características físico-químicas del recubrimiento (Ashassi-Sorkhabi y Kazempour, 2020), limita que los iones cloruros lleguen al acero y provoquen el rompimiento de la capa pasiva (Alonso et. al., 2000). Se ha reportado el efecto favorable de los recubrimientos de quitosano al aumentar la resistencia contra la corrosión localizada (Gebhardt et. al., 2012).

En la Figura 11a y 11b se presentan los valores de  $R_p$  y  $R_n$  para las muestras de concreto con refuerzo de acero recubierto con quitosano, disueltas en vinagre de manzana y ácido acético.

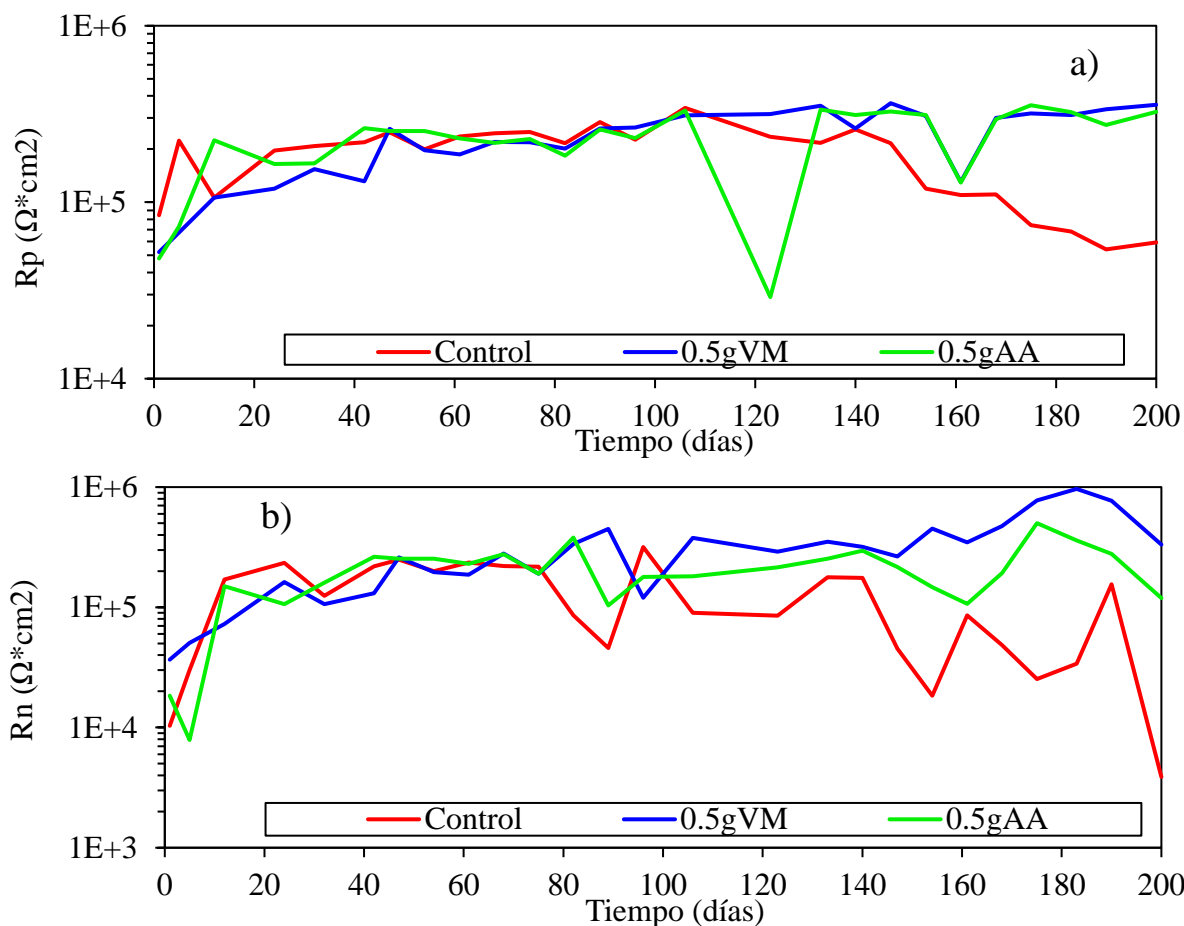


Figura 11. Variación de la a) resistencia a la polarización lineal y b) resistencia de ruido electroquímico, para el acero de refuerzo con y sin recubrimiento embebido en el concreto en solución de NaCl al 3%.

Ambos resultados presentan una tendencia similar con un incremento en los valores de resistencia durante los primeros meses de pruebas. Entre el día 80 y 110 la muestra control comienza a disminuir su valor de  $R_p$  y  $R_n$ , quizás debido a que sufre rupturas de la capa pasiva sugiriendo ataques sobre su superficie e incrementando la velocidad de corrosión.

A partir de una regresión lineal entre los valores de  $R_p$  y  $R_n$  se obtuvo un valor medio de coeficiente de correlación de 0.557. Algunos autores plantean por analogía con la ley de Ohm que la  $R_n$  y la  $R_p$  pueden considerarse equivalentes para muchos sistemas (Aballe et. al., 2001; Girija et. al., 2007; Díaz Blanco et. al., 2019).

Todas las muestras presentan pequeñas variaciones en los valores de  $R_p$ , pero las muestras con recubrimiento progresivamente incrementan sus valores hasta  $3E+5 \Omega \cdot \text{cm}^2$ , a los 200 días de prueba. Este comportamiento puede deberse a pequeños defectos en el recubrimiento, con posible ruptura y repasivación de la capa pasiva. La diferencia entre los valores de  $R_p$  de la muestra control y las recubiertas es de aproximadamente un orden de magnitud al finalizar la prueba (Hernández et. al., 2009). En cambio, los valores de  $R_n$  sobre todo para la muestra control presentan grandes fluctuaciones después de 110 días de prueba, debido a la sensibilidad de esta técnica capaz de detectar pequeños cambios de potencial y corriente en la superficie metálica. Además, la técnica de EN es sensible al tipo de corrosión localizada presente en este sistema.

De los datos de  $R_p$  se determinó la velocidad de corrosión en términos de la  $I_{\text{corr}}$  usando la ecuación de Stern y Geary (Stern y Geary, 1957; Zhou et. al., 2018), como se muestra en la Figura 12. En los resultados se aprecia un alto nivel de corrosión para la muestra control, localizándose en la zona

de corrosión de moderada a alta. Las muestras de concreto que tienen varillas con recubrimiento se encuentran en la zona de corrosión entre baja y despreciable de acuerdo con el criterio establecido en la literatura (Andrade y Martínez, 2010), lo que indica que el recubrimiento con ambos disolventes es efectivo como protección contra la corrosión inducida por cloruros.

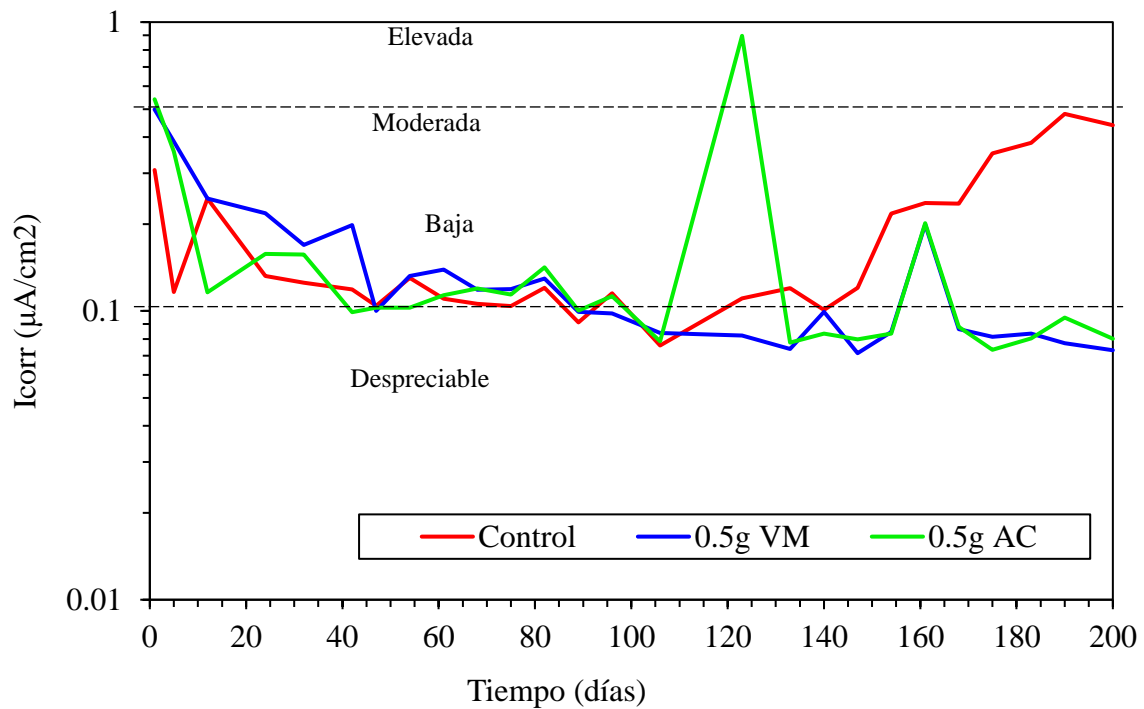


Figura 12. Gráfica de  $I_{corr}$  (velocidad de corrosión) del concreto para el RS con y sin recubrimiento, en solución de NaCl al 3%.

### 3.3. Caracterización.

#### 3.3.1. Imágenes del SEM.

En la Figura 13 se presenta la superficie metálica con el recubrimiento utilizando 0.1 y 1g de quitosano con vinagre de manzana como disolvente.

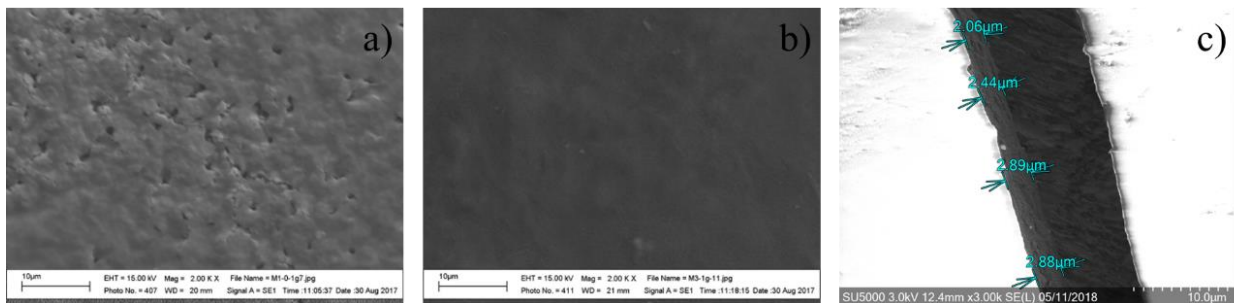


Figura 13. Micrografía de película de recubrimiento comparativa a) 0.1g de quitosano con VM y b) 1g de quitosano con VM c) espesor de película de recubrimiento.

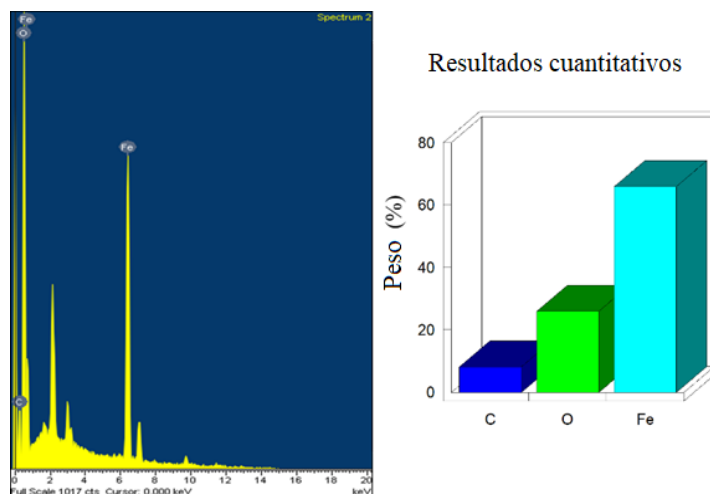


Figura 14. Análisis químico elemental MEB del recubrimiento 0.5g de quitosano con disolvente de vinagre de manzana.

Puede observarse que en el primer caso (Figura 13a) el recubrimiento presenta porosidades mientras que en el segundo caso (Figura 13b) es más homogéneo. En la micrografía (Figura 13c) y caracterización química elemental (Figura 14) que se obtuvo mediante el SEM se observa el espesor del recubrimiento compuesto por 0.5g VM, con un espesor de la película de  $2.06\mu\text{m}$  a  $2.89\mu\text{m}$ , siendo esta una película delgada. El análisis elemental presenta solo carbono del recubrimiento, oxígeno y hierro del metal base.

### 3.3.2. Observación visual de las varillas de refuerzo.

En la Figura 15 se puede observar el estado real de las varillas extraídas de los bloques de concreto, después de 200 días de exposición al medio agresivo de NaCl al 3%.

La parte inferior representa la zona que se embebió en el concreto y se puede observar que las varillas que se encontraban en la probeta control presentan algunos productos de corrosión color naranja tenue, asociado a la acción del medio agresivo (flechas de color rojo) lo que habla de la buena protección que por sí solo el concreto tiene. En las varillas con recubrimiento de quitosano no se observan productos de herrumbre, evidenciando el buen comportamiento electroquímico del recubrimiento orgánico. Finalmente, en la parte superior de las barras de acero se observan productos de corrosión causados por la acción de la atmósfera, siendo muy similar en todas (flechas de color negro).

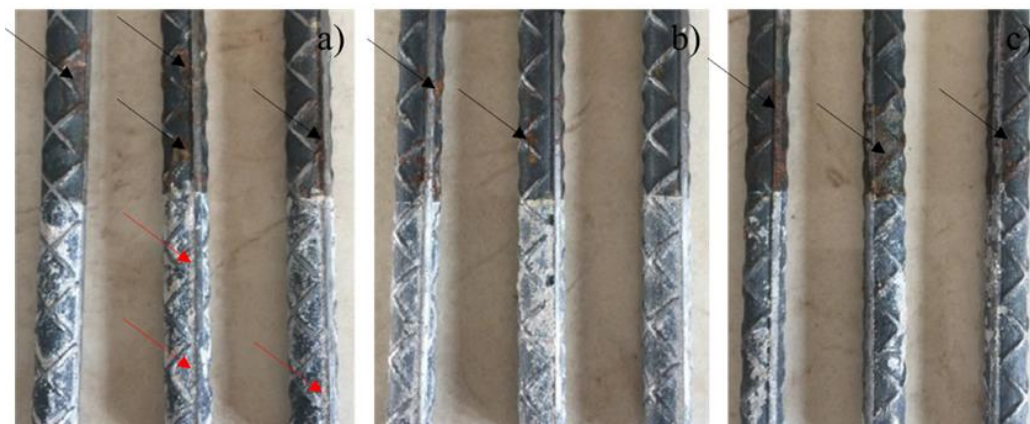


Figura 15. Estado físico de las varillas embebidas en concreto sumergidas parcialmente por 200 días en solución de NaCl al 3% para a) muestra control, b) acero con recubrimiento de 0.5g VM y c) acero con recubrimiento con 0.5g AA.

## 4. CONCLUSIONES

Los recubrimientos a base de quitosano y los disolventes de ácido acético o vinagre de manzana demostraron poca diferencia entre ellos. La mejor cantidad de quitosano utilizado fue de 0.5g presentando los mejores resultados con una zona de pasivación más extensa, un potencial de picado más noble y una densidad de corriente menor.

El recubrimiento no presenta una degradación con el tiempo de almacenamiento y mejora aún más su desempeño. Con dos inmersiones se obtiene la mejor capa protectora, de acuerdo a las pruebas electroquímicas de PC. La resistencia a la compresión mostró una mejora en presencia de agregados de quitina grado reactivo en la mezcla, por encima de la muestra control.

Basado en los resultados de las técnicas electroquímicas en muestras de RC, se obtienen valores de  $I_{corr}$  en un rango de corrosión de despreciable a baja de acuerdo a los criterios existentes. La presencia de quitina como agregado del concreto y el recubrimiento de quitosano presentan un buen comportamiento en RCS durante el tiempo de exposición y podrían contribuir al mejoramiento de las propiedades estructurales y del ambiente.

## 5. AGRADECIMIENTOS

CONACyT (Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología de México).

## 6. REFERENCIAS

- Aballe, A., Bautista, A., Bertocci, U., Huet., F. (2001), "*Measurement of the Noise Resistance for Corrosion Applications*", CORROSION. 57(1):35-42. <https://doi.org/10.5006/1.3290327>
- Alonso, C., Andrade, C., Castellote, M., Castro, P. (2000), "*Chloride threshold values to depassivate reinforcing bars embedded in a standardized OPC mortar*", Cement and Concrete Research. 30:1047-1055. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(00\)00265-9](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(00)00265-9)
- Anandhavelu, S., Dhanasekaran, V., Sethuraman, V., Park, H. J. (2017), "*Chitin and Chitosan Based Hybrid Nanocomposites for Super Capacitor Applications*", Journal of Nanoscience and Nanotechnology. 17:1321-1328. <https://doi.org/10.1166/jnn.2017.12721>
- Andrade, C., Alonso, C. (1996), "*Corrosion rate monitoring in the laboratory and on-site*", Construction and Building Materials. 10:315-328. [https://doi.org/10.1016/0950-0618\(95\)00044-5](https://doi.org/10.1016/0950-0618(95)00044-5)
- Andrade, C., Martínez, I. (2010), "*Techniques for measuring the corrosion rate (polarization resistance) and the corrosion potential of reinforced concrete structures*", in: Non-Destructive Evaluation of Reinforced Concrete Structures. Elsevier W.P., cap. 14, pp. 284-316. <https://doi.org/10.1533/9781845699604.2.284>
- Ashassi-Sorkhabi, H., Kazempour, A. (2020), "*Chitosan, its derivatives and composites with superior potentials for the corrosion protection of steel alloys: A comprehensive review*", Carbohydrate Polymers. 237:116110. <https://doi.org/10.1016/j.carbpol.2020.116110>
- ASTM International (2003). *ASTM C33-03, Standard Specification for Concrete Aggregates*, ASTM International. <https://doi.org/10.1520/C0033-03>
- ASTM International (2012). *ASTM C31/C31M-12, Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field*. [https://doi.org/10.1520/C0031\\_C0031M-12](https://doi.org/10.1520/C0031_C0031M-12)
- ASTM International (2014). *ASTM C192/C192M-14, Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory*. [https://doi.org/10.1520/C0192\\_C0192M-14](https://doi.org/10.1520/C0192_C0192M-14)
- ASTM International (2014). *ASTM G59-97, Standard Test Method for Conducting Potentiodynamic Polarization Resistance Measurements*. <https://doi.org/10.1520/G0059-97R14>
- ASTM International (2015). *ASTM C876-15, Standard Test Method for Corrosion Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete*. <https://doi.org/10.1520/C0876-15>

- ASTM International (2016). *ASTM C109/C109M-16a, Standard Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars (Using 2-in. or [50-mm] Cube Specimens)*. [https://doi.org/10.1520/C0109\\_C0109M-16A](https://doi.org/10.1520/C0109_C0109M-16A)
- Aydin, F., Saribiyik, M. (2010), "Correlation between Schmidt Hammer and destructive compressions testing for concretes in existing buildings", *Scientific Research and Essays*. 5(13):1644-1648.
- Bezerra, U. T. (2016), "Biopolymers with superplasticizer properties for concrete" in: *Biopolymers and Biotech Admixtures for Eco-Efficient Construction Materials*. Elsevier W.P., cap. 10, pp. 195-220. <https://doi.org/10.1016/B978-0-08-100214-8.00010-5>
- Cano-Barrita, P. F. J., León-Martínez, F. M. (2016) "Biopolymers with viscosity-enhancing properties for concrete" in: *Biopolymers and Biotech Admixtures for Eco-Efficient Construction Materials*. Elsevier W.P., cap. 11, pp. 221-252. <https://doi.org/10.1016/B978-0-08-100214-8.00011-7>
- Carneiro, J., Tedim, J., Fernandes, S. C. M., Freire, C. S. R., Gandini, A., Ferreira, M. G. S., Zheludkevich, M. L. (2013), "Functionalized chitosan-based coatings for active corrosion protection", *Surface and Coatings Technology*. 226:51-59. <https://doi.org/10.1016/j.surfcoat.2013.03.035>
- Carneiro, J., Tedim, J., Ferreira, M. G. S. (2015), "Chitosan as a smart coating for corrosion protection of aluminum alloy 2024: A review", *Progress in Organic Coatings*. 89:348-356. <https://doi.org/10.1016/j.porgcoat.2015.03.008>
- Castelló, M. E., Amalvy, J. I., Anbinder, P. S., Peruzzo, P. J. (2019) "Obtención Y Caracterización De Quitosano Y Películas Quitosano- Glicerol", 5º Jornadas ITE - Facultad de Ingeniería - UNPL. pp. 797-803.
- Díaz-Blanco, Y. et al. (2019) "Effect of Recycled PET (Polyethylene Terephthalate) on the Electrochemical Properties of Rebar in Concrete", *International Journal of Civil Engineering*. 18:487-500. <https://doi.org/10.1007/s40999-019-00478-3>
- Díaz Blanco, Y. et al. (2019) "Natural additive (nopal mucilage) on the electrochemical properties of concrete reinforcing steel", *Revista ALCONPAT*. 9(3):260-276. <https://doi.org/10.21041/ra.v9i3.429>
- Dima, J. B., Zaritzky, N. E. (2019) "Quitosano obtenido de desechos de la industria pesquera y su aplicación como adsorbente de metales pesados", in: Perez, T. *Los residuos que generamos. Su manejo sustentable, un gran desafío*. Buenos Aires, ANCEF, cap. 5, pp. 83-108.
- Dodson, V. H. (1990) "Water reducing chemical admixtures introduction", in: *Concrete Admixtures*. Springer, cap. 3, pp. 39-71. [https://doi.org/10.1007/978-1-4757-4843-7\\_3](https://doi.org/10.1007/978-1-4757-4843-7_3)
- Dodson, V., Hayden, T. (1989) "Another Look at the Portland Cement/Chemical Admixture Incompatibility Problem", *Cement, Concrete and Aggregates*. 11(1):52-56. <https://doi.org/10.1520/CCA10102J>
- Feliu, S., González, J. A., Andrade, M. C., Feliu, V. (1989) "Determining polarization resistance in reinforced concrete slabs", *Corrosion Science*. 29(1):105-113. [https://doi.org/10.1016/0010-938X\(89\)90083-8](https://doi.org/10.1016/0010-938X(89)90083-8)
- Gacén, J., Gacén, I. (1996) "Quitina y quitosano. Nuevos materiales textiles", *Boletín Intexter (U.P.C)*. 110:67-71.
- Gebhardt, F., Seuss, S., Turhan M. C., Hornberger, H., Virtanen, S., Boccaccini, A. R. (2012) "Characterization of electrophoretic chitosan coatings on stainless steel", *Materials Letters*. 66:302-304. <https://doi.org/10.1016/j.matlet.2011.08.088>
- Genesca, J., Meas, Y., Rodríguez, F. J., Mendoza, J., Durán, R., Uruchurtu, J., Malo, J. M., Martínez, E. A., Arganiz, C., Pérez, T., Martínez, A., Chacón, J. G., Goana, C., Almeraya, F. M., González, J. G. (2002), "Técnicas Electroquímicas para el Control y Estudio de la Corrosión". UNAM, D. F., México, p. 244.

- Gholamhosseinzadeh, M. R., Aghaie, H., Shahidi Zandi, M., Giahi, M. (2019), "*Rosuvastatin drug as a green and effective inhibitor for corrosion of mild steel in HCl and H<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> solutions*", Journal of Materials Research and Technology. 8(6):5314-5324. <https://doi.org/10.1016/j.jmrt.2019.08.052>
- Girija, S., Kamachi Mudali, U., Khatak, H. S., Baldev Raj (2007), "*The application of electrochemical noise resistance to evaluate the corrosion resistance of AISI type 304 SS in nitric acid*", Corrosion Science. 49(11):4051-4068. <https://doi.org/10.1016/j.corsci.2007.04.007>
- Hansson, C. M. (1984), "*Comments on electrochemical measurements of the rate of corrosion of steel in concrete*", Cement and Concrete Research. 14(4):574-584. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(84\)90135-2](https://doi.org/10.1016/0008-8846(84)90135-2)
- Hernández Cocolletzi, H., Águila Almanza, E., Flores Agustin, O., Viveros Nava, E. L., Ramos Cassellis, E. (2009), "*Obtención y caracterización de quitosano a partir de exoesqueletos de camarón*", Superficies y Vacío. 22(3): 57-60.
- Hernández, M., Genescá J., Uruchurtu, J., Barba, A. (2009), "*Correlation between electrochemical impedance and noise measurements of waterborne coatings*", Corrosion Science. 51:499-510. <https://doi.org/10.1016/j.corsci.2008.12.011>
- Hostalet Alba, F. (1994), "*Situación actual de las técnicas de ensayo no destructivo del hormigón*", Informes de la Construcción. 46(433):19-31. <https://doi.org/10.3989/ic.1994.v46.i433.1114>
- Knorr, D. (1991), "*Recovery and Utilization of Chitin and Chitosan in Food Processing Waste Management*", Food Technology, 45:114-122.
- Mansfeld, F., Sun, Z., Hsu, C. H. (2001), "*Electrochemical noise analysis (ENA) for active and passive systems in chloride media*", Electrochimica Acta. 46:3651–3664. [https://doi.org/10.1016/S0013-4686\(01\)00643-0](https://doi.org/10.1016/S0013-4686(01)00643-0)
- Martínez-Barrera, G., Viguera-Santiago, E., Hernández-López, S., Martínez-Barrera, G., Brostow, W., Menchaca-Campos, C. (2005), "*Mechanical improvement of concrete by irradiated polypropylene fibers*", Polymer Engineering & Science. 45(10):1426-1431. doi: <https://doi.org/10.1002/pen.20418>
- O Reilly, V. (2007), "*Métodos para Dosificar Concretos de Elevado Desempeño*". IMCYC, D.F., México, p. 207.
- Pacheco, N. (2010), "*Extracción biotecnológica de quitina para la producción de quitosanos: caracterización y aplicación*", Food and Nutrition. Université Claude Bernard; Université autonome métropolitaine (Universidad Autónoma Metropolitana) (Iztapalapa), p. 124
- Page, C. L., Treadaway, K. W. J., Bamforth, P. B. (1990), "*Corrosion of reinforcement in concrete*". Elsevier Applied Science, London-New York. p. 612.
- Pakdel, P. M., Peighambardoust, S. J. (2018), "*Review on recent progress in chitosan-based hydrogels for wastewater treatment application*", Carbohydrate Polymers. 201:264-279. <https://doi.org/10.1016/j.carbpol.2018.08.070>
- Papavinasam, S. (2008), "*Electrochemical polarization techniques for corrosion monitoring*", in: Yang, L. Techniques for Corrosion Monitoring. Elsevier W.P., cap. 3, pp. 49-85. <https://doi.org/10.1533/9781845694050.1.49>
- Pech-Canul, M. A., Castro, P. (2002), "*Corrosion measurements of steel reinforcement in concrete exposed to a tropical marine atmosphere*", Cement and Concrete Research, 32(3): pp. 491-498. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(01\)00713-X](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(01)00713-X).
- Pérez-Quiroz, J. T., Terán, J., Herrera, M. J., Martínez, M., Genescá, J. (2008), "*Assessment of stainless steel reinforcement for concrete structures rehabilitation*", Journal of Constructional Steel Research. 64(11):1317-1324. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2008.07.024>
- Sanchez-Amaya, J. M., Cottis, R. A., Botana, F. J. (2005), "*Shot noise and statistical parameters for the estimation of corrosion mechanisms*", Corrosion Science. 47:3280-3299. <https://doi.org/10.1016/j.corsci.2005.05.047>



- Shrinivas Rao, M., Aye Nyein, K., Si Trung, T., Stevens, W. F. (2007), "*Optimum parameters for production of chitin and chitosan from squilla (S. empusa)*", Journal of Applied Polymer Science. 103:3694-3700. <https://doi.org/10.1002/app.24840>
- Sousa Andrade, V., de Barros Neto, B., Fukushima, K., de Campos-Takaki, G. M. (2003), "*Effect of medium components and time of cultivation on chitin production by Mucor circinelloides (Mucor javanicus IFO 4570) - A factorial study*", Revista Iberoamericana de Micología. 20:149-153.
- Stern, M., Geary, A. L. (1957), "*Electrochemical Polarization I. A Theoretical Analysis of the Shape of Polarization Curves*", Journal of The Electrochemical Society, 104(1):56-63. <https://doi.org/10.1149/1.2428653>
- Taji, I., Ghorbani, S., de Brito, J., Tam, V. W. Y., Sharifi, S., Davoodi, A., Tavakkolizadeh, M. (2018), "*Application of statistical analysis to evaluate the corrosion resistance of steel rebars embedded in concrete with marble and granite waste dust*", Journal of Cleaner Production. 210:837-846. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2018.11.091>
- Taylor, H. F. W. (1990), "*Cement Chemistry*". Thomas Telford, London, p. 437.
- Zhou, B., Gu, X., Guo, H., Zhang, W., Huang, Q. (2018), "*Polarization behavior of activated reinforcing steel bars in concrete under chloride environments*", Construction and Building Materials. 164:877-887. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.01.187>
- Zhou, S., Zhang, S., Shen, J., Guo, W. (2019), "*Effect of cattle manure ash's particle size on compression strength of concrete*", Case Studies in Construction Materials. 10:e00215. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2018.e00215>

## Evaluación de la migración de cloruro en compuestos cementosos de ultra alto rendimiento con polvo de vidrio

L. V. Dias<sup>1</sup>, S. M. Soares<sup>2</sup>, J. A. Salvador Filho<sup>2</sup> , F. G. S. Ferreira<sup>1\*</sup> 

\*Autor de Contacto: [fgiannotti@ufscar.br](mailto:fgiannotti@ufscar.br)

DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v11i2.512>

Recepción: 12/09/2020 | Aceptación: 11/03/2021 | Publicación: 01/05/2021

### RESUMEN

Se ha estudiado la incorporación de polvo de vidrio en el hormigón convencional por su influencia en la resistencia mecánica y la durabilidad. Este trabajo tiene como objetivo validar la durabilidad de los compuestos cementosos de ultra alto desempeño (CCUAD) con reemplazo parcial de cemento por vidrio finamente molido, a través del ensayo de migración de cloruros, utilizando el método NT Build 492. Para ello, fueron moldeadas probetas conteniendo valores de 0%, 10%, 20%, 30 % y 50% de polvo de vidrio en relación al volumen de cemento, y la evaluación se realizó a los 28 días de edad. Los resultados indican que, con valores bajos, el polvo de vidrio no perjudica las propiedades de los compuestos y, a niveles superiores, los compuestos mantienen características mecánicas y durabilidad adecuadas.

**Palabras clave:** compuesto cementoso; polvo de vidrio; migración de cloruro.

**Citar como:** Dias, L. V., Soares, S. M., Salvador Filho, J. A., Ferreira, F. G. S. (2021), "Evaluación de la migración de cloruro en compuestos cementosos de ultra alto rendimiento con polvo de vidrio", Revista ALCONPAT, 11 (2), pp. 61 – 75, DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v11i2.512>

<sup>1</sup>Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, Brasil.

<sup>2</sup>Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de São Paulo, Caraguatatuba, Brasil.

#### Contribución de cada autor

En este trabajo, el autor L. V. Dias contribuyó con las actividades de conceptualización, desarrollo, resultados y discusión, redacción y preparación del texto original (30%); S. M. Soares contribuyó con las actividades de conceptualización, desarrollo, resultados y discusión (30%); J. A. Salvador Filho contribuyó con la conceptualización, supervisión, discusión de los resultados, redacción y revisión (20%) y F. G. S. Ferreira contribuyó con la conceptualización, supervisión, discusión de los resultados, redacción y revisión (20%).

#### 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 chloride migration in ultra-high performance concrete (UHPC) with glass powder

### ABSTRACT

The influence of glass powder incorporation to ordinary concrete regarding mechanical and durability properties has been studied. This work aims to evaluate the durability of ultra-high performance cementitious composites (UHPC) with partial substitution of Portland cement by glass powder, through chloride migration test according to the NT Build 492 methodology. With this aim, specimens with 0%, 10%, 20%, 30% and 50% content of glass powder by weight of Portland cement were cast, cured in lime saturated water until the age of 28 days. The results indicate that minor contents of glass powder do not harm the concrete properties and higher contents maintain good mechanical and durability characteristics.

**Keywords:** cementitious composite; glass powder; chloride migration.

## Avaliação da migração de cloretos em compósitos cimentícios de ultra alto desempenho com pó de vidro

### RESUMO

O pó de vidro incorporado ao concreto convencional vem sendo estudado em relação à sua influência na resistência mecânica e durabilidade. Este trabalho visa avaliar a durabilidade de compósitos cimentícios de ultra alto desempenho (CCUAD) com substituição parcial do cimento por vidro finamente moído, por meio do ensaio de migração de cloretos utilizando o método da NT Build 492. Para tanto foram moldados corpos de prova com teores de pó de vidro de 0%, 10%, 20%, 30% e 50% em relação ao volume de cimento e a avaliação foi feita na idade de 28 dias. Os resultados indicam que, em teores baixos, o pó de vidro não prejudica as propriedades dos compósitos e em teores mais altos os compósitos mantêm boas características mecânicas e de durabilidade.

**Palavras-chave:** compósito cimentício; pó de vidro; migração de cloretos.

### 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 del título de la revista 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 término hormigón de ultra alto rendimiento fue utilizado por primera vez por de Larrard y Sedran (1994). Generalmente se refiere a un compuesto con alta resistencia a la compresión (alcanzando 4 veces la resistencia de los hormigones convencionales), según Bahedh y Jafar (2018). Además, su desarrollo utiliza modelos de empaque que conducen a una alta durabilidad (Alkaysi et al., 2015).

En la producción de compuestos cementosos de ultra alto rendimiento, normalmente se utiliza humo de sílice, además de un alto consumo de cemento (entre 800 - 1000 kg/m<sup>3</sup>) (Bahedh y Jafar, 2018; Ganesh y Murthy, 2018) y agregados de menores dimensiones, en comparación con los hormigones convencionales. Sin embargo, debido al alto impacto ambiental que se genera en la producción de cemento, dado que se liberan alrededor de 0,8 toneladas de CO<sub>2</sub> para producir una tonelada de cemento (Mehta y Ashish, 2020), las matrices cementosas de ultra alto desempeño satisfacen las tendencias actuales de reducción de la huella de carbono, con el uso de altos niveles de materiales cementosos suplementarios en reemplazo parcial del cemento. Los materiales cementosos suplementarios se han utilizado ampliamente para reemplazar parcialmente el cemento Portland en el hormigón como material de relleno o material puzolánico.

Adaway y Wang (2015) utilizaron vidrio residual como un sustituto parcial del agregado fino en el concreto estructural y comprobaron que el concreto que contiene hasta un 30% de agregado de vidrio fino exhibe una mayor resistencia a la compresión que el concreto convencional.

Du y Tan (2017) utilizaron un alto volumen de polvo de vidrio como sustituto parcial del cemento en un compuesto cementoso y obtuvieron mejores comportamientos mecánicos y mayor desempeño con respecto a la durabilidad.

Los estudios de Afshinnia y Rangaraju (2015) mostraron resultados satisfactorios en la mitigación de la reacción álcali-sílice cuando el polvo de vidrio se utilizó como material puzolánico en reemplazo parcial del cemento.

En cuanto al ataque de los cloruros, los hormigones de alto y ultra alto rendimiento, debido a su densa microestructura, deberían resolver el problema de durabilidad en el hormigón estructural convencional (Sohail et al., 2021).

En 2007, la Unión Europea generó alrededor de 25,8 Mt de residuos de vidrio (Abdollahnejad et al., 2017). En 2008, Brasil consumió 5,5 kg/hab. de envases de vidrio, de los cuales el 80% no han sido reciclados según datos del Instituto de Investigaciones Económicas Aplicadas (IPEA) 2012. De esta manera, los residuos de vidrio representan un material abundante y cuyo uso puede ayudar a reducir el impacto ambiental, tanto en el hormigón como material cementante complementario, así como en la fabricación de cemento, como material puzolánico. Teniendo en cuenta su alto contenido en sílice (SiO<sub>2</sub>), su estructura amorfa y sus características puzolánicas (Mehta y Ashish, 2020), el polvo de vidrio se puede utilizar para reemplazar parcialmente el cemento, con el objetivo de reducir las emisiones de carbono de la industria de la Construcción Civil.

Así, el objetivo principal de este trabajo es evaluar la durabilidad de los compuestos cementosos de ultra alto desempeño (CCUAD) con sustituciones parciales de cemento por polvo de vidrio, en los contenidos de 10%, 20%, 30% y 50%, enfocándose en la penetración de cloruros, mediante la prueba de migración de cloruros.

## 2. PROCEDIMIENTO

### 2.1 Materiales

Para la realización de esta investigación se utilizó como aglomerante cemento Portland CPV-ARI, humo de sílice y polvo de vidrio. Se usó polvo de vidrio con el tamaño de partículas pasantes del tamiz # 200 (partículas de menos de 75 µm). Se utilizaron vidrios clasificados como cal sodada, de

botellas post-consumo de color ámbar, para minimizar las variaciones no controladas debido a los tintes. Después de la recolección, las botellas de vidrio se lavaron en agua con detergente para eliminar etiquetas, tapas, pegamento e impurezas. Luego se secaron al aire y se trituraron en una hormigonera cargada con esferas de acero cromado. Después de triturar, el vidrio se molió en un molino de bolas, que tenía un revestimiento de sílex, con las bolas utilizadas para el proceso de molienda del material. El vidrio resultante de la trituración del molino de bolas se secó en horno a  $110\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 5\text{ }^{\circ}\text{C}$  durante 24 horas. Después del secado, el vidrio se tamizó en un tamiz mecánico, en un tiempo promedio de 15 minutos por cada 200 g de polvo de vidrio. La figura 1 muestra el proceso para obtener el polvo de vidrio.

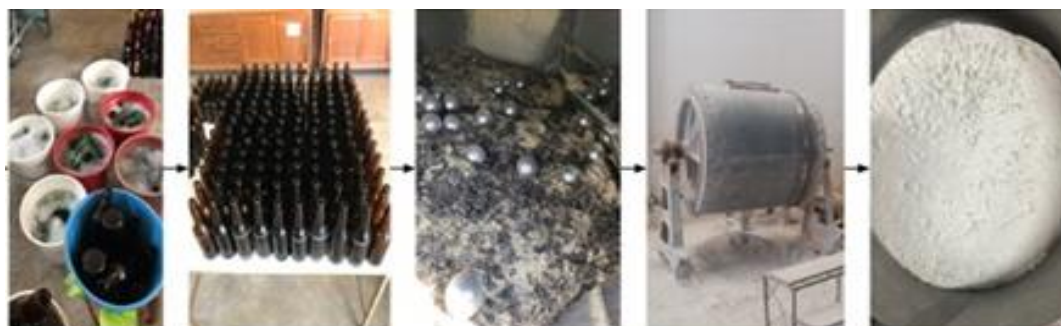


Figura 1. Preparación del polvo de vidrio reciclado.

Fuente: Adaptado de Freitas (2019).

Los materiales molidos se empaclaron en bolsas de papel y plástico, evitando el contacto con la humedad. Además, se utilizó árido fino natural de cuarzo con una dimensión máxima de 1,2 mm. También se utilizaron aditivos superplastificantes a base de policarboxilato para asegurar una baja relación agua/aglutinante y un aditivo reductor de la contracción para evitar el agrietamiento de la matriz. Las características físicas del cemento, el humo de sílice, el polvo de vidrio y la arena se muestran en las Tablas 1, 2 y 3, respectivamente. El número de muestras analizadas estuvo de acuerdo con los estándares brasileños específicos para cada prueba.

Tabla 1. Características físicas del cemento.

| Parámetro                              | Método                 | Valor obtenido           | Valor de referencia NBR 16697 (ABNT, 2018) |
|--|------------------------|--------------------------|--|
| Masa específica                        | NBR 16605 (ABNT, 2017) | 3,16 g/cm <sup>3</sup>   | -  |
| Inicio de fraguado                     | NBR 16607 (ABNT, 2018) | 135 min                  | ≥ 60 min                                   |
| Fin de fraguado                        | NBR 16607 (ABNT, 2018) | 210 min                  | ≤ 600 min                                  |
| Agua para pasta de consistencia normal | NBR 16606 (ABNT, 2018) | 30,0%                    | -  |
| % retenido en el tamiz 75 μm           | NBR 16372 (ABNT, 2015) | 0,1%                     | ≤ 6,0%                                     |
| Superficie específica - Blaine         | NBR 16372 (ABNT, 2015) | 665,0 m <sup>2</sup> /kg | -  |

|                          |         |                          |          |                 |
|--------------------------|---------|--------------------------|----------|-----------------|
| Resistencia a compresión | 1 día   | NBR 7215<br>(ABNT, 2019) | 27,5 MPa | $\geq 14,0$ MPa |
|                          | 3 días  |                          | 42,0 MPa | $\geq 20,0$ MPa |
|                          | 7 días  |                          | 48,7 MPa | $\geq 34,0$ MPa |
|                          | 28 días |                          | 52,2 MPa | -               |

Tabla 2. Características físicas del humo de sílice y del polvo de vidrio.

| Parámetro                         | Humo de sílice           |                                       | Polvo de vidrio          |                     |
|-----------------------------------|--------------------------|---------------------------------------|--------------------------|---------------------|
|                                   | Valor obtenido           | Valor de referencia de la NBR 13956-1 | Valor obtenido           | Valor de referencia |
| Masa específica                   | 2,25 kg/dm <sup>3</sup>  | -                                     | 2,55 kg/dm <sup>3</sup>  | -                   |
| Humedad                           | Máx. 3,0%                | $\leq 3,0\%$                          | -                        | -                   |
| % retenido en el tamiz 45 $\mu$ m | Máx. 10,0%               | $\leq 10,0\%$                         | -                        | -                   |
| Superficie específica - Blaine    | 247,0 m <sup>2</sup> /kg | -                                     | 393,0 m <sup>2</sup> /kg | -                   |
| Índice de actividad puzolánica    | Mín. 105,0%              | $\geq 105,0\%$                        | 6,4 MPa $\pm$ 0,10 *     | 6,0 MPa**           |

\* prueba realizada utilizando la metodología de la NBR 5751 (ABNT, 2015).

\*\* valor de referencia de la NBR 12653 (ABNT, 2015).

Tabela 1. Características físicas del agregado fino.

| Parámetro   | Método                 | Valor obtenido                     |
|---|------------------------|------------------------------------|
| Absorción de agua   | NBR NM 30 (ABNT, 2000) | 0,64%                              |
| Masa específica   | NBR NM 52 (ABNT, 2009) | 2,56 g/cm <sup>3</sup>             |
| Masa unitaria   | NBR NM 45 (ABNT, 2006) | 1475,78 kg/m <sup>3</sup>          |
| Masa unitaria compactada                                      | NBR NM 45 (ABNT, 2006) | 1617,83 kg/m <sup>3</sup>          |
| Impurezas orgánicas   | NBR NM 49 (ABNT, 2006) | Solución más clara que la estándar |
| Material fino que pasa por el tamiz de 75 $\mu$ m, por lavado | NBR NM 46 (ABNT, 2003) | 1,66%                              |

La Tabla 4 muestra las características químicas del cemento, el humo de sílice, el polvo de vidrio y el agregado fino utilizado.

Tabla 4. Composición química de los materiales.

| Componente  | Materiales (valores em % de masa) |                         |                 |       |
|---|-----------------------------------|-------------------------|-----------------|-------|
|   | Cemento                           | Humo de sílice          | Polvo de Vidrio | Arena |
| Pérdida por ignición (PI)                           | 4,05 ( $\leq 6,50$ ) *            | 3,60 ( $\leq 6,00$ ) ** | 0,58            | 0,58  |
| Óxido de calcio (CaO)                               | 61,40                             | <0,20                   | 9,10            | 0,071 |
| Óxido de aluminio (Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> ) | 4,31                              | <0,20                   | 3,70            | 3,40  |
| Dióxido de silicio (SiO <sub>2</sub> )              | 23,00                             | 94,10                   | 74,00           | 94,00 |
| Trióxido de azufre (SO <sub>3</sub> )               | 2,97 ( $\leq 4,5$ ) *             | -                       | -               | -     |
| Óxido férrico (Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )     | 2,49                              | <0,50                   | 0,42            | 0,67  |
| Óxido de potasio (K <sub>2</sub> O)                 | 0,96                              | 1,28                    | 0,56            | 1,20  |

|                                    |       |       |       |       |
|------------------------------------|-------|-------|-------|-------|
| Óxido de fósforo ( $P_2O_5$ )      | 0,52  | -     | -     | -     |
| Óxido de estroncio (SrO)           | 0,27  | <0,20 | 0,039 | -     |
| Ion de Cloro ( $Cl^-$ )            | 0,12  | -     | -     | -     |
| Dióxido de torio ( $ThO_2$ )       | <0,01 | <0,01 | <0,01 | <0,01 |
| Uraninita ( $U_3O_8$ )             | <0,01 | <0,01 | <0,01 | <0,01 |
| Dióxido de titanio ( $TiO_2$ )     | -     | <0,20 | -     | 0,35  |
| Óxido de Cromo (III) ( $Cr_2O_3$ ) | -     | -     | -     | 0,049 |
| Óxido de Magnesio (MgO)            | -     | -     | 0,74  | -     |
| Óxido de rubidio ( $Rb_2O$ )       | -     | -     | 0,016 | -     |
| Óxido de sodio ( $Na_2O$ )         | -     | -     | 11,00 | 0,37  |

\* Valores de referencia de la NBR 16697 (ABNT, 2018).

\*\* Valores de referencia de la NBR 13956-1 (ABNT, 2012).

La Figura 2 muestra la distribución granulométrica del cemento, humo de sílice, polvo de vidrio y agregado fino (arena de cuarzo). Se observa un  $D_{50}$  de 0,8  $\mu m$  para el humo de sílice, 7  $\mu m$  para el cemento, 15  $\mu m$  para el polvo de vidrio y 270  $\mu m$  para la arena de cuarzo. Se utilizaron tres muestras para cada material analizado.

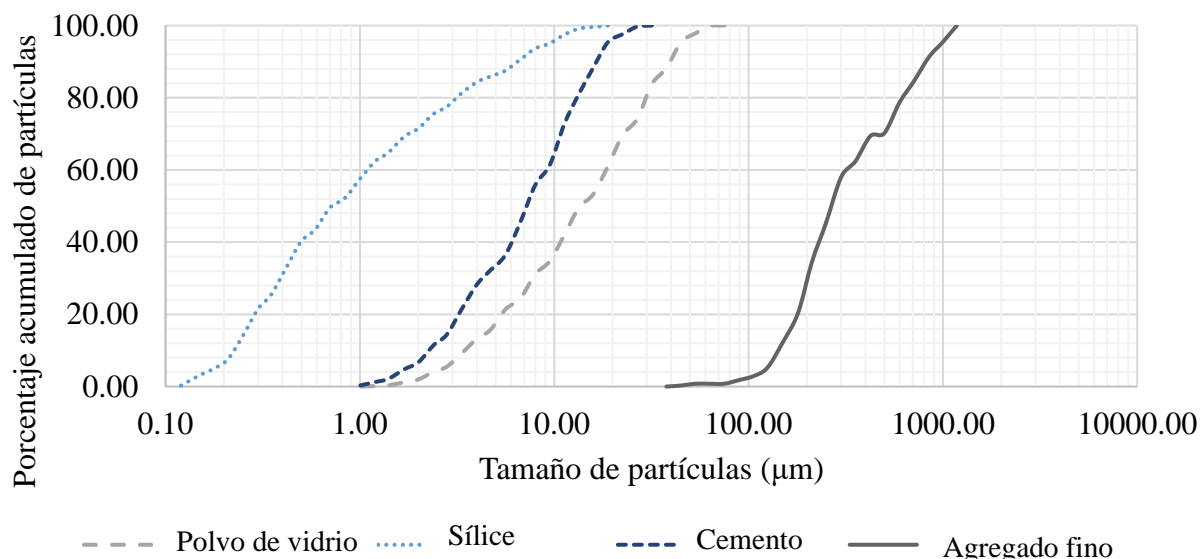


Figura 2. Distribución granulométrica de los materiales.

## 2.2 Métodos

Para la producción de compuestos cementosos de ultra alto rendimiento, se adoptó una relación agua/aglutinante de 0,18 en todas las mezclas, con la adición de un 8% de humo de sílice en relación al consumo de cemento de la mezcla de referencia. El polvo de vidrio se utilizó en los contenidos de 0%, 10%, 20%, 30% y 50% en sustitución volumétrica al cemento, representado por la nomenclatura REF, VD10, VD20, VD30 y VD50, respectivamente. Además, se utilizó un 2,25% de contenido de aditivo superplastificante para obtener un índice de consistencia de  $380 \pm 10$  mm (consistencia fluida) y un aditivo reductor de contracción en un 1% de contenido, según lo recomendado por el fabricante. La compatibilidad de los aglutinantes-aditivos se evaluó mediante la prueba de mini-slap, según la prueba de Kantro (1980).

Se verificó la consistencia de los compuestos cementosos (Figura 3) según la NBR 13276 (ABNT, 2016) y la densidad de masa y contenido de aire incorporado según la NBR 13278 (ABNT, 2005), en estado fresco.



Figura 3. Verificación del esparcimiento para determinar la consistencia de compuestos cementosos.

La Tabla 5 muestra la mezcla unitaria, el consumo de cemento y sus respectivas consistencias para cada mezcla. La nomenclatura SP se refiere al aditivo superplastificante y RR, al aditivo reductor de la contracción.

Tabla 5. Características unitarias e índices de consistencia para cada compuesto estudiado.

| Mezclas | Cemento | Humo de sílice | Polvo de Vidrio | Arena | Agua  | SP    | RR    | Consistencia (mm) |
|---------|---------|----------------|-----------------|-------|-------|-------|-------|-------------------|
| REF     | 1       | 0,08           | 0,00            | 1,07  | 0,194 | 0,020 | 0,010 | 380,0             |
| VD10    | 1       | 0,09           | 0,09            | 1,19  | 0,216 | 0,027 | 0,012 | 377,0             |
| VD20    | 1       | 0,10           | 0,20            | 1,34  | 0,243 | 0,030 | 0,014 | 375,5             |
| VD30    | 1       | 0,11           | 0,35            | 1,53  | 0,278 | 0,035 | 0,015 | 381,5             |
| VD50    | 1       | 0,16           | 0,81            | 2,15  | 0,389 | 0,049 | 0,022 | 384,5             |

La Tabla 6 muestra el consumo de material de cada mezcla de los compuestos cementosos evaluados.

Tabla 6 - Consumo de los materiales constituyentes de los compuestos cementosos, en kg/m<sup>3</sup>.

| Mezclas | Cemento | Humo de sílice | Polvo de Vidrio | Arena   | Agua*  | SP   | RR    |
|---------|---------|----------------|-----------------|---------|--------|------|-------|
| REF     | 1000,00 | 80,00          | 0,00            | 1074,00 | 181,28 | 24,3 | 10,80 |
| VD10    | 900,00  | 80,00          | 81,00           | 1074,00 | 181,28 | 24,3 | 10,80 |
| VD20    | 800,00  | 80,00          | 161,00          | 1074,00 | 181,28 | 24,3 | 10,80 |
| VD30    | 700,00  | 80,00          | 242,00          | 1074,00 | 181,28 | 24,3 | 10,80 |
| VD50    | 500,00  | 80,00          | 403,00          | 1074,00 | 181,28 | 24,3 | 10,80 |

\* Agua corregida por el contenido de residuos sólidos del superplastificante

En estado endurecido, se moldearon probetas cilíndricas de 5x10 cm, se prensaron manualmente y se curaron en agua saturada con cal. El ensayo de resistencia a la compresión axial de los CCUAD se realizó según la NBR 5739 (ABNT, 2018), a los 28 días con 4 probetas por mezcla. La prueba para obtener el módulo de elasticidad estático de los CCUAD se realizó según la NBR 8522 (ABNT, 2017), a la edad de 28 días con tres probetas por mezcla.



En relación a los ensayos de durabilidad, los ensayos de absorción de agua por capilaridad de los CCUAD se realizaron a la edad de 28 días, siguiendo las recomendaciones de la NBR 9779 (ABNT, 2012) en tres probetas de 5x10 cm por mezcla; para la determinación de la migración de cloruros (coeficiente en el estado no estacionario, según la NT Build 492), con dos probetas de 10x20 cm moldeadas para cada mezcla.

La Figura 4 muestra el aparato utilizado para realizar la difusión de cloruros.



Figura 4. Aparato para realización del ensayo de difusión de cloruros.

Las muestras se cortaron en cuatro piezas iguales de 10x5 cm, utilizando las dos muestras centrales para la prueba. Después de ser cortadas, las muestras pasaron por el proceso de preacondicionamiento, en un recipiente al vacío con ambos lados expuestos a una presión interna entre 1 y 5 KPa. Posteriormente, el recipiente que contenía las muestras se llenó con una solución de  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , hasta que las muestras se sumergieron por completo. Se mantuvo el vacío en el recipiente para garantizar la saturación de los poros del compuesto cementoso con la solución. Luego se prepararon dos soluciones, una de agua con cloruro de sodio al 10% ( $\text{NaCl}$ ), que será el cátodo de reacción y la otra de agua con hidróxido de sodio 0.3 M ( $\text{NaOH}$ ), que actúa como ánodo. Después de ser retiradas del vacío, las muestras se colocaron en tubos y las interfaces se sellaron con silicona, para asegurar que solo las caras estuvieran en contacto con las soluciones. Se llenó un recipiente con la solución de  $\text{NaCl}$  y la solución de  $\text{NaOH}$  se colocó en los tubos encima de las muestras. Luego, los tubos de muestra se colocaron en el recipiente que contenía la solución de  $\text{NaCl}$ . El polo positivo de la fuente de energía se conectó al ánodo y el negativo al cátodo y se pasó corriente a través del sistema, con el objetivo de acelerar la migración de los iones  $\text{Cl}^-$  a través de las muestras.

El tiempo de ensayo y el voltaje se definen en base a la corriente inicial que fluye a través del sistema, de acuerdo con las recomendaciones de la NT Build 492. Luego, las muestras se retiraron del equipo, se fracturaron por tracción por compresión diametral y se rociaron con solución 0,1 M de nitrato de plata ( $\text{AgNO}_3$ ), con el objetivo de resaltar la profundidad de penetración del cloruro en las muestras. Luego se midió esa profundidad con un calibre y se determinó el coeficiente de migración de cloruros no estacionario usando la Ecuación 1, en la que  $D_{nssm}$  representa el coeficiente de migración no estacionaria ( $10^{-12}$   $\text{m}^2/\text{s}$ ),  $U$  un voltaje aplicado (V),  $T$  el promedio de la temperatura del ánodo inicial y final ( $^{\circ}\text{C}$ ),  $L$  la altura de la muestra (mm),  $x_d$  el promedio de las penetraciones (mm),  $t$  la duración del ensayo (horas).

$$D_{nssm} = \frac{0.0239(273+T)L}{(U-2)t} \left( x_d - 0.0238 \sqrt{\frac{(273+T)Lx_d}{U-2}} \right) \quad (1)$$

Los resultados se analizaron mediante el Análisis de Varianza (ANOVA), y para los casos en los que  $F > F_{\text{crítico}}$ , se utilizó la prueba de Tukey.

### 3. RESULTADOS

La Tabla 7 muestra los valores de densidad de masa, contenido de aire incorporado, resistencia a la compresión, módulo de elasticidad estático y absorción de agua por capilaridad de los compuestos cementosos de ultra alto desempeño, a los 28 días. En la tabla, la letra A indica que el valor es estadísticamente igual a la referencia, mientras que la letra B indica diferencia estadística con la referencia.

Tabla 7. Características mecánicas y físicas de los CCUAD estudiados.

| Mezcla | Densidad de masa (kg/m <sup>3</sup> ) | Contenido de aire incorporado (%) | Resistencia a la compresión (MPa) | Módulo de elasticidad estático (GPa) | Absorción de agua (g/cm <sup>2</sup> ) |
|--------|---------------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|--------------------------------------|--|
| REF    | 2307,0                                | 4,0                               | 115,58±12,77/-                    | 43,09±1,81/-                         | 0,079±0,008/-                          |
| VD10   | 2338,0                                | 2,0                               | 119,40±2,76/A                     | 45,51±3,35/A                         | 0,077±0,007/A                          |
| VD20   | 2326,0                                | 2,0                               | 113,57±6,84/A                     | 41,67±3,54/A                         | 0,092±0,007/A                          |
| VD30   | 2322,0                                | 1,0                               | 110,66±6,13/A                     | 42,94±2,73/A                         | 0,091±0,003/A                          |
| VD50   | 2273,0                                | 1,0                               | 83,37±6,83/B                      | 41,51±0,80/A                         | 0,088±0,02/A                           |

Hay un aumento de aproximadamente 1% en la densidad de masa para las muestras VD10, VD20 y VD30 en comparación con la muestra REF, mientras que la densidad del compuesto con un 50% de reemplazo de cemento Portland por polvo de vidrio disminuyó en un 1,47%. Para el contenido de aire incorporado, hay una reducción con el aumento del contenido de polvo de vidrio. En cuanto a la resistencia a la compresión, módulo de elasticidad estático y absorción de agua, existe una variación entre los valores, sin embargo, ninguna muestra presenta una diferencia estadísticamente significativa con la muestra de referencia, excepto la resistencia a la compresión del VD50, que disminuyó 23,5% en relación a REF.

Li et al. (2019) y Lee et al. (2018) agregaron polvo de vidrio a la pasta de cemento, con contenidos que varían de 0% a 25% y  $a/c = 0.41$  y la resistencia a la compresión disminuyó con el aumento en la cantidad de polvo de vidrio. La disminución de la resistencia a la compresión de la pasta de cemento con polvo de vidrio puede explicarse por el efecto de dilución. El efecto de dilución del polvo de vidrio reduce el contenido de cemento y aumenta la relación agua/cemento efectiva, con el fin de disminuir la formación de productos de hidratación y, finalmente, reducir la resistencia a la compresión de la pasta de cemento (Du et al., 2020). Esto también se ve en otros estudios. Según Du y Tan (2017), en comparación con la hidratación del cemento, la reacción puzolánica del polvo de vidrio es relativamente más lenta y, por lo tanto, la resistencia en edades tempranas del hormigón es reducida. Sin embargo, con una mayor edad de curado, comienzan a aparecer los beneficios de la reacción puzolánica del polvo de vidrio.

Sohail et al. (2018) trazaron, en un gráfico, una serie de estudios que relacionan la resistencia a la compresión con la relación agua/aglutinante. En el mismo gráfico se incorporaron los resultados de los ensayos de resistencia a la compresión a los 28 días de los compuestos cementosos de referencia y con reemplazo de cemento Portland por polvo de vidrio, encontrados en la presente investigación (Figura 5).

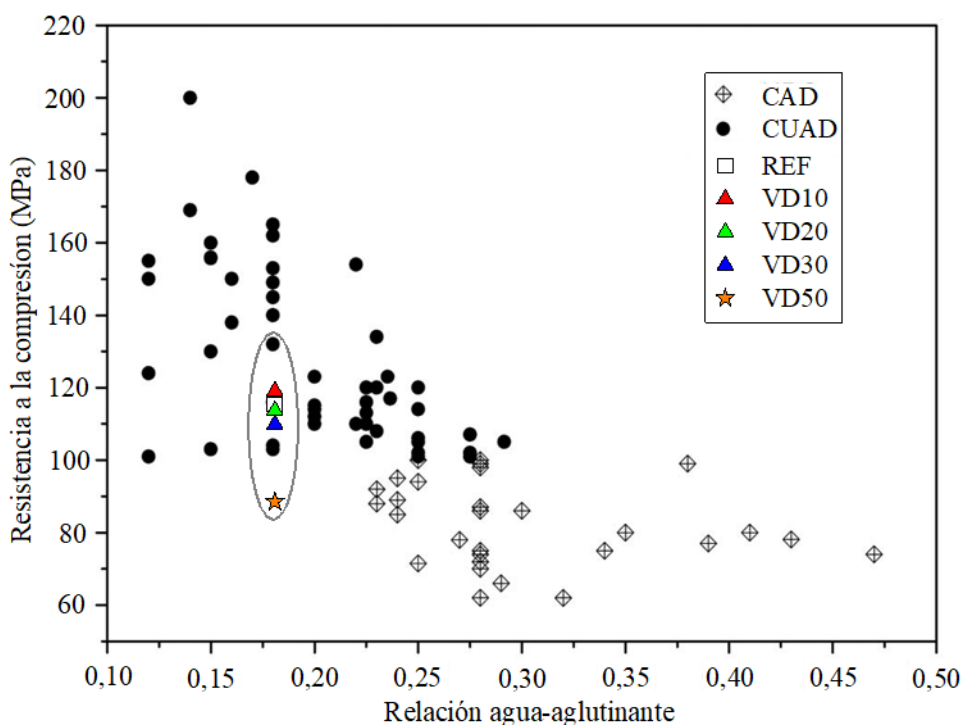


Figura 5. Efecto de la relación agua/aglutinante sobre la resistencia a la compresión de CAD y CUAD a los 28 días. Fuente: Adaptado de Sohail et al. (2018).

Al reducir la relación agua/aglutinante, aumenta la resistencia a la compresión; sin embargo, para mezclas de CCUAD en la misma relación agua/aglutinante, se lograron diferentes resistencias a la compresión debido a otros factores, como la cantidad y tipo de cemento o humo de sílice. La Tabla 8 muestra los valores del frente de penetración de cloruros y los coeficientes de difusión de cloruros en el estado no estacionario.

Tabla 8. Frente de penetración de cloruro y difusión de cloruro a los 28 días.

| Mezcla | Frente de penetración de cloruros (mm) |           | Coeficiente de difusión de cloruro en régimen no estacionario ( $10^{-12}$ m <sup>2</sup> /s) |           |
|--------|--|-----------|---|-----------|
|        | Valor                                  | Variación | Valor   | Variación |
| REF    | 1,17                                   | 1,26      | 0,196   | 0,019     |
| VD10   | 1,14                                   | 0,93      | 0,191   | 0,026     |
| VD20   | 1,55                                   | 0,88      | 0,141   | 0,018     |
| VD30   | 1,46                                   | 0,91      | 0,261   | 0,059     |
| VD50   | 1,63                                   | 0,67      | 0,340   | 0,021     |

En la Figura 6 se presentan gráficamente los valores del coeficiente de difusión de cloruros en  $10^{-12}$  m<sup>2</sup>/s, así como la profundidad de penetración promedio. Cabe señalar que las muestras marcadas con la letra A son estadísticamente iguales a la muestra de referencia, mientras que las marcadas con la letra B son estadísticamente diferentes de la muestra de referencia.

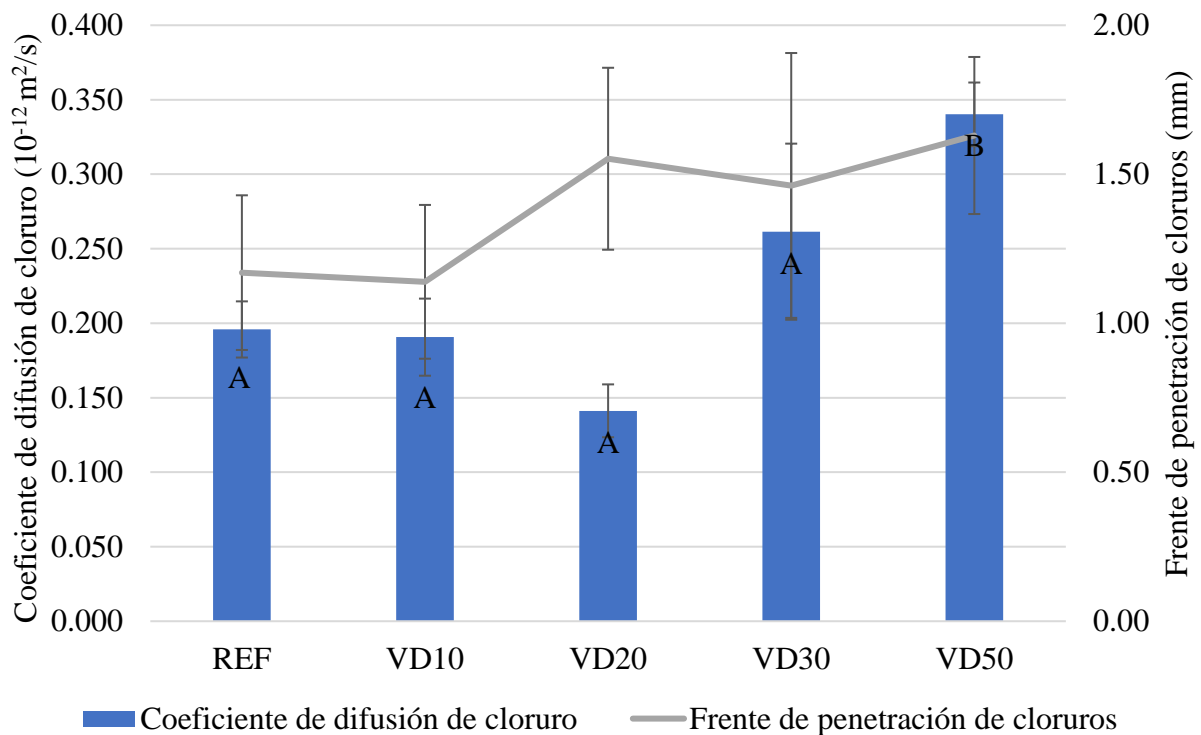


Figura 6. Coeficiente de difusión de cloruros y profundidad de penetración.

Se observa que hubo un aumento en el coeficiente de migración de los compuestos cementosos con el aumento del contenido de polvo de vidrio incorporado (a excepción de la mezcla VD20). Este hecho puede explicarse por el hecho de que las partículas de polvo de vidrio ( $D_{50} = 15\mu\text{m}$ ) son más grandes que las del cemento ( $D_{50} = 7\mu\text{m}$ ), lo que provoca un envasado diferente de las partículas (efecto relleno de polvo de vidrio), además de que las reacciones puzolánicas del polvo de vidrio son más lentas que las reacciones de hidratación del cemento, desarrollándose hasta edades más avanzadas, como lo observaron Du y Tan (2015).

Así, las muestras con un contenido de vidrio más alto tienden a tener un contenido de C-S-H más bajo en edades intermedias en comparación con aquellas con un menor contenido o sin polvo de vidrio. Tam et al. (2012) comprobaron que un mayor contenido de C-S-H conduce a una menor cantidad de poros y su desconexión, por lo que las muestras con un menor contenido de C-S-H tenderán a tener un frente de penetración de cloruro más alto.

Otro indicio más del crecimiento de la porosidad con el aumento del contenido de polvo de vidrio es el hecho de que el contenido de absorción de agua tiende a aumentar, a medida que aumenta el porcentaje de polvo de vidrio, como se muestra en la Tabla 7.

La profundidad de penetración de cloruros a los 28 días siguió el coeficiente de difusión de cloruros para todas las mezclas, excepto la que tuvo una sustitución del 20%.

Para el coeficiente de difusión de cloruros, el análisis estadístico muestra que la sustitución del cemento por polvo de vidrio al 50% tuvo un efecto significativo al compararlo con todas las mezclas evaluadas.

Sin embargo, es de destacar que para todas las muestras, todos los valores obtenidos fueron inferiores a los observados en otros estudios con materiales de ultra alto rendimiento. Chen et al. (2018) y Mosavinejad et al. (2020) evaluaron el coeficiente de difusión de cloruros en CCUAD, obteniendo profundidades de penetración de 5 mm y coeficientes de difusión de  $2 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ . Además, al comparar los valores obtenidos en la encuesta con los de la Tabla 9, se observa que todas las mezclas se clasifican con una resistencia extremadamente alta a la penetración de cloruros.

Tabla 9. Resistencia a la penetración de cloruros de varios tipos de concreto basada en el coeficiente de difusión de cloruros a los 28 días.

| <b>Coeficiente de difusión de cloruros (<math>10^{-12}m^2/s</math>)</b> | <b>Clasificación de resistencia a la penetración de cloruros</b> |
|---|--|
| >15   | Baja   |
| 10,0-15,0   | Moderada   |
| 5,0-10,0  | Alta   |
| 2,5-5,0   | Muy alta   |
| <2,5  | Extremadamente alta  |

Fonte: Adaptado de Teng *et al.* (2018).

Castellote, Andrade y Alonso (2001) y Santos (2006) analizaron los ensayos de difusión de cloruros en hormigones comunes con y sin incorporación de sílice activa y variando la relación agua/cemento y justificaron la reducción de los coeficientes de difusión por reducción de la relación agua/aglutinante acompañada de una reducción de la porosidad total como consecuencia de la disminución de esta relación. En el presente trabajo, la relación agua/aglutinante se mantuvo constante, lo que proporcionó un aumento significativo en la relación agua/cemento del VD50, lo que pudo haber provocado un aumento en su porosidad.

Según Li et al. (2020), los coeficientes de difusión de iones de cloruro de CCUAD varían de  $0,02 \times 10^{-12} m^2/s$  a  $0,41 \times 10^{-12} m^2/s$  dependiendo de la relación agua/cemento, régimen de curado, volumen de fibra y edad de las pruebas. Debido a la gran cantidad de parámetros involucrados en las pruebas realizadas, disponibles en la literatura, es difícil realizar una comparación cuantitativa de la difusión de iones cloruro en los CCUAD.

#### 4. CONCLUSIONES

A la vista de los datos obtenidos, se concluye que:

1. considerando que todas las mezclas estudiadas alcanzaron una alta resistencia a la compresión, con un alto módulo de elasticidad, baja absorción de agua y alta resistencia a la penetración y difusión de cloruros, todos son compuestos cementosos de ultra alto desempeño, con o sin incorporación de polvo de vidrio;
2. la sustitución parcial de grandes cantidades de cemento por polvo de vidrio (50%) puede provocar cambios en las características del compuesto cementoso a los 28 días de edad;
3. aunque hay una reducción, los coeficientes obtenidos siguen siendo muy inferiores a los de la literatura, lo que indica una alta resistencia mecánica y una resistencia extremadamente alta a la penetración de cloruros. Por lo tanto, el polvo de vidrio es un sustituto viable del cemento en términos de durabilidad frente a la penetración de cloruros;
4. considerando la importante reducción en la cantidad de cemento en el compuesto cementoso con la sustitución del 50% del cemento por polvo de vidrio, y dependiendo de las características que presente el material, se recomienda su uso, en comparación con los demás compuestos estudiados. Es la alternativa más económica y de menor impacto ambiental.

## 5. AGRADECIMIENTOS

Al Consejo Nacional de Desarrollo Científico y Tecnológico (CNPq) por la asistencia financiera para la realización de esta investigación y al Instituto de Investigaciones Tecnológicas del Estado de São Paulo (IPT), por la asistencia en las pruebas de caracterización de los aglomerantes.

## 6. REFERENCIAS

- Abdollahnejad, Z., Kheradmand, M., Pacheco-Torgal, F. (2017), *Short-Term Compressive Strength of Fly Ash and Waste Glass Alkali-Activated Cement-Based Binder Mortars with Two Biopolymers*. Journal of Materials in Civil Engineering. 29(7). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0001920](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001920)
- Adaway, M., Wang, Y. (2015), *Recycled glass as a partial replacement for fine aggregate in structural concrete – Effects on compressive strength*. Electronic Journal of Structural Engineering. 14(1):116-122.
- Afshinnia, K., Rangaraju, P. R. (2015), *Influence of fineness of ground recycled glass on mitigation of alkali-silica reaction in mortars*. Construction and Building Materials. 81: 257-267. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.02.041>
- Alkaysi, M., El-Tawil, S., Liu, Z., Hansen, W. (2016), *Effects of silica powder and cement type on durability of ultra high performance concrete (UHPC)*. Cement and Concrete Composites. 66: 47-56. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2015.11.005>
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2000). *NM 30: Agregado miúdo – Determinação da absorção de água*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2006). *NM 45: Agregados - Determinação da massa unitária e do volume de vazios*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2003). *NM 46: Agregados - Determinação do material fino que passa através da peneira 75 µm, por lavagem*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2001). *NM 49: Agregado miúdo - Determinação de impurezas orgânicas*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2009). *NM 52: Agregado miúdo - Determinação da massa específica e da massa específica aparente*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2003). *NBR 248: Agregados - Determinação da composição granulométrica*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2018). *NBR 5739: Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2015). *NBR 5751 Materiais pozolânicos – Determinação da atividade pozolânica com cal aos sete dias*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2019). *NBR 7215: Cimento Portland - Determinação da resistência à compressão de corpos de prova cilíndricos*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2013). *NBR 7681-2: Calda de cimento para injeção. Parte 2: Determinação do índice de fluidez e da vida útil – Método de ensaio*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2017). *NBR 8522: Concreto – Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação a compressão*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2012). *NBR 9779: Argamassa e concretos endurecidos - Determinação da absorção de água por capilaridade*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2013). *NBR 11579: Cimento Portland - Determinação do índice de finura por meio da peneira 75 µm (nº200)*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2015). *NBR 12653: Materiais pozolânicos — Requisitos*. Rio de Janeiro.

- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2016). *NBR 13276: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação do índice de consistência*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2005). *NBR 13278: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Determinação da densidade de massa e do teor de ar incorporado*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2012). *NBR 13956-1: Sílica ativa para uso com cimento Portland em concreto, argamassa e pasta. Parte 1: Requisitos*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2010). *NBR 15895: Materiais pozolânicos – Determinação do teor de hidróxido de cálcio fixado – Método Chapelle modificado*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2015). *NBR 16372: Cimento Portland e outros materiais em pó - Determinação da finura pelo método de permeabilidade ao ar (método de Blaine)*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2017). *NBR 16605: Cimento Portland e outros materiais em pó - Determinação da massa específica*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2018). *NBR 16606: Cimento Portland - Determinação da pasta de consistência normal*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2018). *NBR 16607: Cimento Portland - Determinação dos tempos de pega*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2018). *NBR 16697: Cimento Portland - Requisitos*. Rio de Janeiro.
- Bahedh, M. A., Jaafar, M. S. (2018), *Ultra High-Performance Concrete Utilizing Fly Ash as Cement Replacement under Autoclaving Technique*. Case Studies in Construction Materials. 9. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2018.e00202>
- Castellote, M., Andrade, C., Alonso, C. (2001), *Measurement of the steady and non-steady-state chloride diffusion coefficients in a migration test by means of monitoring the conductivity in the anolyte chamber. Comparison with natural diffusion tests*. Cement and Concrete Research. 31(10): 1411-1420 [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(01\)00562-2](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(01)00562-2)
- Chen, Y., Yu, R., Wang, X., Chen, J., Shui, Z. (2018), *Evaluation and optimization of Ultra-High Performance Concrete (UHPC) subjected to harsh ocean environment: Towards an application of Layered Double Hydroxides (LDHs)*. Construction and Building Materials. 177: 51-62. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.03.210>
- de Larrard, F., Sedran, T. (1994), *Optimization of ultra-high performance concrete by the use of a packing model*. Cement and Concrete Research. 24(6):997-1009. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(94\)90022-1](https://doi.org/10.1016/0008-8846(94)90022-1)
- Du, H., Tan, K. H. (2014). *Effect of particle size on alkali-silica reaction in recycled glass mortars*. Construction and Building Materials. 66: 275-285. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.05.092>
- Du, H., Tan, K. H. (2017), *Properties of high volume glass powder concrete*. Cement and Concrete Composites. 75: 22-29.
- Du, Y., Yang, W., Ge, Y., Wang, S., Liu, O. (2020), *Thermal conductivity of cement paste containing waste glass powder, metakaolin and limestone filler as supplementary cementitious material*. Journal of Cleaner Production. 287. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2020.125018>
- Freitas, T. O. (2019), *“Efeito do pó de vidro na mitigação da reação álcali-silica de compósitos cimentícios de alto desempenho”*, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de São Carlos, p.148.
- Instituto de pesquisa econômica aplicada (IPEA) (2012), *Diagnóstico dos Resíduos Sólidos Urbanos*. Disponível em: [https://www.ipea.gov.br/portal/images/stories/PDFs/relatoriopesquisa/121009\\_relatorio\\_residuos\\_solidos\\_urbanos.pdf](https://www.ipea.gov.br/portal/images/stories/PDFs/relatoriopesquisa/121009_relatorio_residuos_solidos_urbanos.pdf). Acesso em: 27 de março de 2020.

- Kantro, D. (1980), *Influence of Water-Reducing Admixtures on Properties of Cement Paste—A Miniature Slump Test*. Cement, Concrete and Aggregates. 2(0):95-102. <https://doi.org/10.1520/CCA10190J>
- Lee, H., Hanif, A., Usman, M., Sim., J., Oh, H. (2018), *Performance evaluation of concrete incorporating glass powder and glass sludge wastes as supplementary cementing material*. Journal of Cleaner Production. 170: 683-693. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2017.09.133>
- Li, J., Wu, Z., Shi, C., Yuan, Q., Zhang, Z. (2020), *Durability of ultra-high performance concrete: a review*. Construction and Building Materials. 255. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.119296>
- Li, P. P., Yu, Q.L., Brouwers, H.J.H., Chen, W. (2019), *Conceptual design and performance evaluation of two-stage ultra-low binder ultra-high performance concrete*. Cement and Concrete Research.125. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2019>
- Mehta, A., Ashish, D. K. (2020), *Silica fume and waste glass in cement concrete production: A review*. Journal of Building Engineering. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2019.100888>
- Mosavinejad, S. H. G., Langaroudi, M. A. M., Barandoust, J., Ghanizadeh, A. (2020), *Electrical and microstructural analysis of UHPC containing short PVA fibers*. Construction and Building Materials. 235. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117448>
- Nordtest Method (1999). *NT BUILD 492: Concrete, mortar and cement-based repair materials: chloride migration coefficient from non-steady-state migration experiments*
- Santos, L. (2006), *“Avaliação da resistividade elétrica do concreto como parâmetro para a previsão da iniciação da corrosão induzida por cloretos em estruturas de concreto”*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, p.178
- Sohail, M. G., Kahraman, R., Nuaimi, N.A., Gencturk, B., Alnahhal, W. (2021), *Durability characteristics of high and ultra-high performance concretes*. Journal of Building Engineering. 33. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2020.101669>
- Sohail, M. G., Wang, B., Jain, A., Kahraman, R. (2018), *Advancements in concrete mix designs: high-performance and ultrahigh-performance concretes from 1970 to 2016*. Journal of Materials in Civil Engineering.30(3). [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0002144](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0002144)
- Tam, C. M., Tam, V. W. Y., Ng, K. M. (2012), *Assessing drying shrinkage and water permeability of reactive powder concrete produced in Hong Kong*. Construction and Building Materials. 26:79-89. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.05.006>
- Teng, S, Afroughsabet, V., Ostertag, C. P. (2018). *Flexural behavior and durability properties of high-performance hybrid-fiber-reinforced concrete*. Construction and Building Materials. 182:504-515. <https://doi.org/10.1016/j.conmat.2018.06.158>
- Yang, R., Yu, R., Shui, Z., Gao, X., Xiao, X., Zhang, Z., Wang, Y., He, Y. (2019), *Low carbon design of an Ultra-High Performance Concrete (UHPC) incorporating phosphorous slag*. Journal of Cleaner Production. 240. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2019.118157>



## Procedimiento para detectar la penetración de cloruros con nitrato de plata en hormigón carbonatado

C. Vieira Pontes<sup>1,2</sup>, G. Costa Reus<sup>1\*</sup>, A. Calvo<sup>1,2</sup>, M. H. F. Medeiros<sup>1,2,3</sup>

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

DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v11i2.480>

Recepción: 16/04/2020 | Aceptación: 12/02/2021 | Publicación: 01/05/2021

### RESUMEN

Este trabajo tiene como objetivo principal proponer un procedimiento estándar que viabilice el uso del método colorimétrico para medir la profundidad de penetración de cloruros durante las inspecciones de estructuras de hormigón expuestas tanto a cloruros como a carbonatación. Para evitar la aparición de resultados "falsos positivos", se probaron soluciones de hidróxido de calcio ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ) e hidróxido de sodio ( $\text{NaOH}$ ) como pretratamiento. Las pruebas se llevaron a cabo en muestras solamente carbonatadas, y en muestras contaminadas por cloruros y carbonatadas. Los resultados muestran que la solución de  $\text{NaOH}$  elimina la interferencia de la carbonatación. Por lo tanto, se llegó a un método adecuado para introducir lecturas de profundidad de contaminación por cloruro en inspecciones de estructuras de hormigón en campo.

**Palabras clave:** durabilidad del hormigón; ataque por cloruros; nitrato de plata; carbonatación; agresividad ambiental.

**Citar como:** Vieira Pontes, C., Costa Reus, G., Calvo, A., Medeiros, M. H. F. (2021), "Procedimiento para detectar la penetración de cloruros con nitrato de plata en hormigón carbonatado", Revista ALCONPAT, 11(2), pp. 76 – 88, DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v11i2.480>

<sup>1</sup> Programa de Pós-graduação em Engenharia de Construção Civil (PPGECC)

<sup>2</sup> Universidade Federal do Paraná (UFPR), Brasil

<sup>3</sup> Centro de Estudos em Engenharia Civil (CESEC)

### Contribución de cada autor

En este trabajo, el autor principal es Réus G. C., contribuyó con la revisión bibliográfica, con la planificación del programa experimental, ejecución de los ensayos previstos, consecuente recolección de datos, análisis de los resultados y posterior redacción del trabajo en cuestión. Con respecto a la autora Pontes, C. V., contribuyó en la realización de los ensayos de laboratorio y recolección de datos. El autor Medeiros, M. H.F. contribuyó con la idea original junto con la autora principal, participó en la redacción del trabajo y en el análisis y discusión de los resultados obtenidos en la etapa experimental. Finalmente, el autor Calvo, A. participó en la revisión y corrección del manuscrito, confeccionó imágenes que aparecen en el texto y lo tradujo para español. De esta forma, la contribución en porcentaje de cada uno de los autores fue: 40%, 25%, 25% y 10%, en el orden que fueron mencionados anteriormente.

### 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.

## Procedure to detect the penetration of chlorides into carbonated concrete with silver nitrate

### ABSTRACT

The main objective of this work is to propose a standard procedure that enables the use of the colorimetric method to measure the depth of chloride penetration during inspections of concrete structures exposed to both chlorides and carbonation. To avoid the occurrence of false positive results, solutions of calcium hydroxide ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ) and sodium hydroxide ( $\text{NaOH}$ ) were tested as a pretreatment. The tests were carried out on carbonated only samples, and on carbonate and chloride contaminated samples. The results show that the  $\text{NaOH}$  solution eliminates the carbonation interference. Therefore, a suitable method was found to introduce depth readings of chloride contamination in concrete field inspections.

**Keywords:** durability of concrete; chloride attack; silver nitrate; carbonation; environmental aggressiveness.

## Procedimento para detectar a penetração de cloretos com nitrato de prata em concreto carbonatado

### RESUMO

Este trabalho tem por objetivo principal propor um procedimento padrão para a utilização do método colorimétrico para medir a profundidade de penetração de cloretos nas inspeções de estruturas de concreto em que existe a exposição aos cloretos e à carbonatação simultaneamente. Para evitar a ocorrência de resultados "falsos positivos" foram testadas as soluções de hidróxido de cálcio ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ) e hidróxido de sódio ( $\text{NaOH}$ ) como tratamento prévio. Os testes foram conduzidos em amostras apenas carbonatadas e em amostras contaminadas por cloretos e carbonatadas. Os resultados mostram que a solução de  $\text{NaOH}$  elimina a interferência da carbonatação. Desse modo, chegou-se a indicação de um método adequado para introdução de leituras de profundidade de contaminação por cloretos nas inspeções do concreto em campo.

**Palavras-chave:** durabilidade do concreto; ataque por cloretos; nitrato de prata; carbonatação; agressividade ambiental.

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

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

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

## 1. INTRODUCCIÓN

La corrosión del acero es uno de los mecanismos de degradación más común en las estructuras de hormigón armado, y entre las principales causas están la carbonatación y el ataque por iones cloruro (Corral et al., 2013). Ambos fenómenos son responsables por deshacer la fina camada de óxido de hierro, camada pasivadora, que cubre y protege las barras de acero contra la corrosión en ambientes con pH mayor que 11 (Helene, 1993; Montemor et al., 2003; Moreira, 2006; França, 2011).

El ingreso de iones cloruros en el hormigón ocurre a diferentes velocidades en una misma edificación, dependiendo de los distintos microclimas que existen en ella, como citado por Medeiros et al. (2013), Medeiros Junior et al. (2015a) e Medeiros Junior et al. (2015b). Como relatado por diferentes autores (Helene, 1993; Montemor et al., 2003; Medeiros et al., 2009a; França, 2011; Real et al., 2015), la presencia de iones cloruros en el hormigón armado se debe a la difusión de estos elementos iónicos del medio externo para el interior de la estructura, o a la producción del hormigón con materias primas contaminadas.

El ataque por cloruros en el acero genera una reacción expansiva. Los iones cloruro reaccionan con los iones de hierro de la armadura y forman productos (óxidos e hidróxidos de hierro) que poseen volúmenes mayores que los iones de hierro originales. Este fenómeno genera tensiones internas que, si ultrapasan la resistencia a la tracción del hormigón, pueden ocasionar fisuras en la estructura (Cascudo, 1997; Montemor et al., 2003). Además, los iones cloruros corroen la armadura puntualmente (en forma de pites), reduciendo la sección transversal del elemento portante y afectando su función estructural (França, 2011).

Dentro de este contexto, la penetración de cloruros en las estructuras de hormigón es una posible causa de corrosión de armaduras, siendo importante para trabajos de inspección y diagnóstico del hormigón armado, conocer la profundidad de penetración de este ion agresivo.

## 2. RELEVANCIA DEL TEMA

Para inspeccionar o monitorear estructuras de hormigón a fin de detectar la presencia, la profundidad y/o la evolución de la penetración de iones cloruro, existe el método colorimétrico de aspersion de una solución de nitrato de plata ( $\text{AgNO}_3$ ) (Baroghel-Bouny et al., 2007; Real et al., 2015). La aspersion del indicador químico, solución de  $\text{AgNO}_3$ , es un método de inspección colorimétrico y visual que fue originalmente regulado por la UNI 7928, en 1978. Es una técnica cualitativa de aplicación práctica en muestras de estructuras de hormigón, además presenta bajo costo en comparación con la extracción de polvo del hormigón y subsecuente determinación del perfil de cloruros en procedimientos de titulación o potenciometría. (França, 2011; He et al., 2012). De acuerdo con Baroghel-Bouny et al. (2007), Medeiros et al. (2009b) e Kim et al. (2013), la técnica consiste en la aspersion de una solución de  $\text{AgNO}_3$  en la sección transversal de testigos de hormigón recién fracturados. Después de asperger la solución se forman dos regiones con coloración distinta: una marrón correspondiente a la región sin cloruros, y otra sin color en la región afectada por cloruros. La Figura 1 ilustra el método colorimétrico de aspersion de la solución de  $\text{AgNO}_3$ , siendo aplicado en una probeta de hormigón.

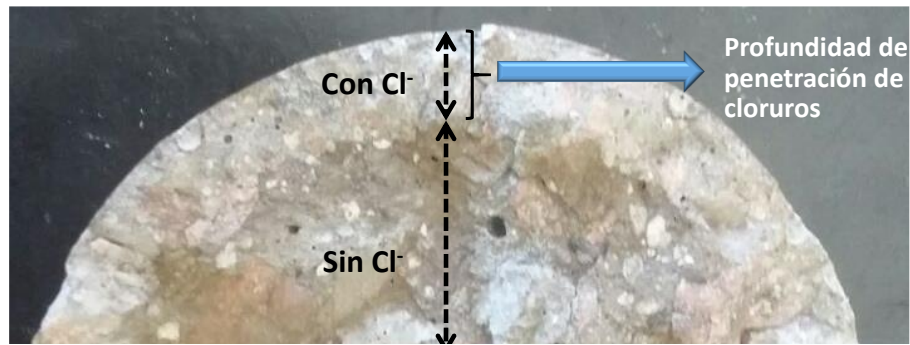


Figura 1. Medida de la profundidad de penetración de cloruros por el método colorimétrico visual por aspersión de la solución acuosa de  $\text{AgNO}_3$  0,1 M.

Las reacciones fotoquímicas después de asperger  $\text{AgNO}_3$  corresponden a la combinación de iones de plata e iones cloruro libres, formando cloruro de plata ( $\text{AgCl}$ ), que posee coloración blanquecina, de acuerdo con la Ecuación (1). En las regiones con ausencia de cloruros libres, ocurre la reacción fotoquímica entre iones de plata e iones hidroxilo formando hidróxido de plata ( $\text{AgOH}$ ), y posteriormente dióxido de plata ( $\text{Ag}_2\text{O}$ ), que le confiere al hormigón coloración marrón (Yuan et al., 2008; França, 2011; He et al., 2012; Kim et al., 2013; Real et al., 2015).



El método colorimétrico de aspersión de  $\text{AgNO}_3$  es bastante usado en trabajos experimentales en los que el hormigón que está siendo evaluado se encuentra en condiciones de saturación y libre del proceso de carbonatación. Muchos trabajos publicados en los últimos años en revistas de alto impacto tales como: Ferreira et al., 2016; Weiss et al., 2017; Wei et al., 2018; He et al., 2018; Slomka-Slupik et al., 2018; Fernández-Ruiz et al., 2018; Lau et al., 2018; Azarijafari et al., 2018), confirman su frecuente uso en trabajos actuales.

Sin embargo, algunos estudios (França, 2011; Real et al., 2015) apuntan que los iones de plata ( $\text{Ag}^+$ ) de la solución de  $\text{AgNO}_3$  reaccionan con el producto de la carbonatación,  $\text{CO}_3$ , formando  $\text{Ag}_2\text{CO}_3$ , que también provoca una coloración blanquecina en el hormigón. Por eso, existe interferencia de la carbonatación en el método colorimétrico de aspersión de nitrato de plata en materiales cementosos generando un posible resultado “falso positivo”, como relatado por Medeiros et al. (2018).

De esa forma, al inspeccionar estructuras carbonatadas con el método colorimétrico de solución de nitrato de plata, hay un indicio de la presencia de iones cloruro en regiones que no necesariamente tienen cloruros, pero que están carbonatadas con un pH menor que 10. Por este motivo, el resultado “falso positivo” puede impedir la aplicación del método colorimétrico con nitrato de plata en estructuras de hormigón expuestas al ambiente, ya que la carbonatación es un mecanismo de degradación inherente a las construcciones expuestas al medio externo.

Además, debido al aumento de la densidad demográfica en áreas del litoral brasileño producto de procesos de industrialización, se ha verificado que los fenómenos de ataque por iones cloruro y carbonatación ocurren simultáneamente en innumerables estructuras de hormigón armado (Real et al., 2015; Medeiros et al., 2013).

Dentro de ese contexto, existe una limitación para usar el método de aspersión de nitrato de plata para detectar el frente de penetración de cloruros en obras reales, expuestas a ambientes con cloruros y al proceso de carbonatación, ambos interactuando con el hormigón en condiciones de servicio y de forma simultánea. El objetivo de este trabajo es, por tanto, desarrollar un procedimiento estándar, para detectar la profundidad de penetración de cloruros en el hormigón carbonatado.

### 3. MATERIALES Y MÉTODOS

#### 3.1 Materiales

Las probetas cilíndricas de hormigón utilizadas en ambas fases del programa experimental fueron producidas con cemento tipo CPV - ARI, con dimensiones de 100 mm de diámetro y 200 mm de altura. Para cada caso del estudio se realizaron tres repeticiones, es decir, 3 probetas en las mismas condiciones para cada medida, y se promediaron los resultados.

La Tabla 1 muestra la composición química del cemento y del filer de cuarzo utilizado en la producción de los materiales. Además, las características físicas del cemento y del filer de cuarzo, están representadas en la Tabla 2.

Tabla 1. Análisis químico, por fluorescencia de rayos X, del cemento CP-V-ARI y del filer de cuarzo.

| Aglutinante     | Análisis químico (%) |                  |                                |                                |      |                 |                  |                  |
|-----------------|----------------------|------------------|--------------------------------|--------------------------------|------|-----------------|------------------|------------------|
|                 | CaO                  | SiO <sub>2</sub> | Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> | Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> | MgO  | SO <sub>3</sub> | K <sub>2</sub> O | TiO <sub>2</sub> |
| CP V - ARI      | 73,21                | 10,45            | 3,59                           | 3,71                           | 3,66 | 3,05            | 1,36             | 0,00             |
| Filer de cuarzo | 0,00                 | 95,65            | 2,43                           | 0,00                           | 0,00 | 1,77            | 0,00             | 0,04             |

Tabla 2. Características físicas del cemento CP V-ARI y del filer de cuarzo.

| Aglutinante   | Masa específica (g/cm <sup>3</sup> ) | Área específica BET (m <sup>2</sup> /kg) |
|---------------|--------------------------------------|--|
| CPV-ARI       | 3,09                                 | 1,070                                    |
| Filer quartzo | 2,60                                 | 1,227                                    |

Como agregado fino se utilizó arena natural cuarzosa proveniente de Balsa Nova - Brasil, que tiene una masa específica de 2,63 g/cm<sup>3</sup>, masa unitaria de 1,54 g/cm<sup>3</sup> y módulo de finura de 2,34. El agregado grueso fue basalto con una dimensión máxima de 19 mm y un peso específico de 2.64 g / cm<sup>3</sup>.

La proporción utilizada en la mezcla de hormigón fue de 1: 0,10: 2,25: 3,00 (cemento: filer de cuarzo: agregado fino: agregado grueso) con relación agua/cemento de 0,50. El slump se mantuvo constante en el intervalo de 10 ± 2 cm. Este hormigón presentó una resistencia a compresión de 43 MPa y la sorbidad del agua fue 0,0059 g/cm<sup>2</sup>.horas<sup>0,5</sup>.

Antes de iniciar la carbonatación acelerada, fue adoptado un proceso de maduración del hormigón que consistió en el método NORIE, presentado en Pauletti (2004). El proceso consiste en colocar las probetas cilíndricas de hormigón en una sala climatizada con humedad y temperatura controladas y, cuando la variación del peso de la probeta sea menor que 0,10 g en 24 horas, está apta para el ensayo de carbonatación acelerada.

Las muestras fueron sujetas a la carbonatación acelerada durante 12 semanas en una cámara de carbonatación con concentración de CO<sub>2</sub> de 5 ± 0,5%. La humedad relativa en el interior de la cámara fue establecida en 60 ± 0,5%, y la temperatura a 40 ± 0,3°C. El coeficiente de carbonatación del sustrato de hormigón fue de 1,96 mm/semana<sup>0,5</sup>. Estos datos concuerdan con los publicados por Medeiros, Raisdorfer y Hoppe Filho (2017).

#### 3.2 Métodos

Hormigón carbonatado – Sin cloruros:

Inicialmente se evaluó la capacidad de las soluciones de hidróxido de sodio (NaOH) e hidróxido de calcio (Ca(OH)<sub>2</sub>) para aumentar el pH de la superficie del hormigón y subsecuente extinción del

resultado “falso positivo” causado por la carbonatación al aplicar el método de aspersión de  $\text{AgNO}_3$ .

En esta etapa se utilizaron probetas carbonatadas y sin cloruros. Cada una fue seccionada, longitudinalmente, en cuatro partes con la misma altura para posteriormente asperger las soluciones de  $\text{NaOH}$  y  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ . En dos de las cuatro partes se aspergió una solución acuosa saturada de hidróxido de sodio (150,00 g/L), y en las otras dos secciones, se aspergió una solución acuosa saturada de hidróxido de calcio (1,85 g/L), con el objetivo de probar la eficacia de las soluciones. Con el fin de secar rápidamente las partes, fueron colocadas en una cámara seca con  $60 \pm 3\%$  de humedad relativa y temperatura a  $23 \pm 2^\circ\text{C}$  por cerca de una hora.

Después de ese procedimiento, en una mitad de la sección transversal de cada una de las cuatro partes, se aplicó una solución de fenolftaleína en la proporción de 5 g de fenolftaleína para 276,15 g de alcohol etílico, para 150 g de agua destilada. En la otra mitad se aspergió la solución de  $\text{AgNO}_3$  con concentración de 0,10 mol/L. Se aplicó  $\text{AgNO}_3$  dos veces seguidas, para aumentar el contraste de colores entre las áreas con y sin cloruros, así como fue ejecutado en el trabajo de Baroghel-Bouny et al. (2007).

Posteriormente las muestras se evaluaron visualmente. Si la mitad con el indicador químico de fenolftaleína adquiría color rojo carmín en toda su extensión, significaba que la solución alcalina había sido eficaz aumentando el pH de la frente de carbonatación, y evitando un falso positivo. Simultáneamente, la mitad con solución de  $\text{AgNO}_3$  debía adoptar un color marrón, en toda su extensión, o sea, sin resultado “falso positivo” indicando la presencia de iones cloruro, pues los cuerpos de prueba estaban solo carbonatados, sin cloruros. La Figura 2 presenta un esquema del experimento realizado.

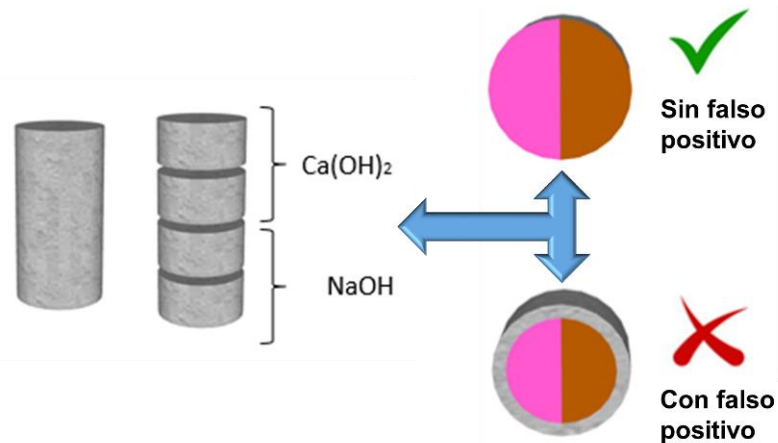


Figura 2. Esquema del experimento realizado para eliminar el resultado “falso positivo” causado por la carbonatación.

#### Hormigón carbonatado – Con cloruros:

La segunda etapa de ensayos tuvo como objetivo medir la profundidad de penetración de cloruros en las probetas afectadas por carbonatación y ataque por cloruros, simultáneamente. Previamente, en la superficie del hormigón fue aplicada la solución alcalina inhibidora de los efectos de la carbonatación. Para ello, se utilizaron tres probetas por cada tiempo de penetración acelerada del cloruro (24h, 48h y 72h), totalizando 9 probetas.

Para inducir la entrada de cloruros en las muestras de forma rápida, se elaboró un sistema inspirado en la migración de cloruros. La migración de los iones es causada por la diferencia de potencial eléctrico entre los medios. Los iones positivos se mueven en dirección al polo negativo, y los iones negativos se mueven en dirección al polo positivo. De acuerdo con Medeiros (2008), ese movimiento de iones ocurre tanto por medio de migración como por difusión, sin embargo, la

migración ejerce mayor influencia en estas condiciones de ensayo.

Para este ensayo, todas las probetas fueron saturadas e inmersas en una solución acuosa con 3% de NaCl, pues la migración ocurre en ambientes saturados. Posteriormente, se conectó una barra de acero y una malla metálica a una fuente eléctrica de 30 V. Seguidamente se introdujo el polo positivo en un orificio en el interior de la muestra. De esta forma, los aniones  $\text{Cl}^-$ , disociados en la solución de cloruro de sodio, fueron electrostáticamente atraídos para dentro de la muestra. La Figura 3 presenta un esquema del aparato montado para inducir la penetración de cloruros en los cuerpos de prueba de hormigón.

Después del período de inmersión/migración de cloruros, los elementos de hormigón fueron colocados en un horno a  $40^\circ\text{C}$  por 24 horas para secar, dispuestos para enfriar durante 1 día, y finalmente seccionadas para asperger las soluciones alcalinas. La solución alcalina fue aplicada para elevar el pH de la frente de carbonatación en la superficie recién fracturada, y así evitar el resultado “falso positivo”. Enseguida, las muestras fueron colocadas en una cámara seca ( $55\pm 5\%$  y  $23\pm 2^\circ\text{C}$  de temperatura) durante 1 hora para eliminar el exceso de humedad en la superficie del hormigón.

Posteriormente, se aplicaron las soluciones de fenolftaleína (para confirmar que la solución alcalinizó la superficie) y la de nitrato de plata para medir la profundidad de penetración de cloruros. Con la distinción de las regiones, blanquecina y marrón, en la mitad con  $\text{AgNO}_3$  fue posible medir la profundidad de penetración de cloruros en la superficie del elemento. Las mediciones se realizaron con un calibre de precisión en cinco puntos diferentes de la mitad de la sección transversal, como se muestra en la Figura 4.



Figura 3. Esquema del ensayo de migración de cloruros: (a) esquema de la conexión eléctrica; (b) foto del experimento montado.

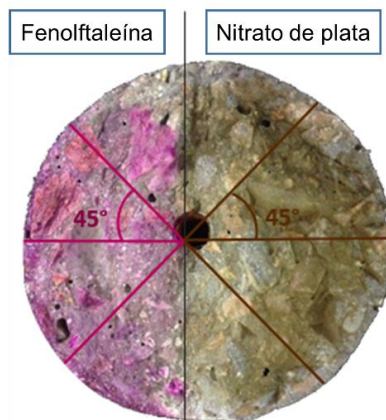


Figura 4. Esquema de los puntos donde fue medida la profundidad de carbonatación y de penetración de iones cloruro.

Para confirmar la penetración de cloruros detectados con la prueba colorimétrica, se determinó el perfil de cloruro utilizando el procedimiento de recolección de muestras de la RILEM TC 178-TMC publicado por Vennesland, Climent, Andrade (2013). Así, después del proceso de migración de cloruros, las muestras se secaron en un horno a 40 °C durante 24 horas y se enfriaron al aire durante 24 horas más. Posteriormente, se utilizó un tercio de las probetas cilíndricas de Ø10 x 20 cm para extraer polvo con un taladro. Se recogieron 4 muestras, una a cada 10 mm hasta los 40 mm de profundidad. Para cada profundidad, se determinó la concentración de cloruros solubles en ácido (cloruros totales) mediante titulación con nitrato de plata luego de un ataque con ácido nítrico, como se detalla en la ASTM C1152 (2020).

## 4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

### 4.1 Hormigón carbonatado – Sin cloruros:

La Figura 5 muestra los resultados de la primera etapa de ensayos, durante la cual se intentó neutralizar el efecto de la carbonatación en el experimento con nitrato de plata ( $\text{AgNO}_3$ ) mediante la aspersión de una solución acuosa saturada con hidróxido de calcio ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ) y una con hidróxido de sodio ( $\text{NaOH}$ ). Todas las muestras estaban carbonatadas y sin contaminación por cloruros.

En ella se observa que la aspersión de la solución saturada de hidróxido de calcio no elevó el pH de la capa de hormigón carbonatado hasta alcanzar el punto de inflexión de la solución indicadora de fenolftaleína. Probablemente producto de la baja concentración de hidroxilo en la solución saturada con hidróxido de calcio. Esto se debe a la baja solubilidad del  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , como relatado por Réus (2017).

Por otro lado, la solución de hidróxido de sodio ( $\text{NaOH}$ ) elevó la basicidad del concreto, lo que fue verificado en el análisis visual después de la aspersión del indicador químico de pH y de la solución de  $\text{AgNO}_3$ , resultado semejante al encontrado por Pontes et al. (2020). La solución de  $\text{NaOH}$  también fue eficaz para re-alkalinizar muestras de hormigón en el trabajo de Réus (2017) y Réus y Medeiros (2020).

Siendo así, se puede afirmar que la aspersión de la solución saturada con hidróxido de sodio fue eficaz en eliminar la aparición del “falso positivo”, en el ensayo colorimétrico con  $\text{AgNO}_3$  en hormigones carbonatados sin contaminación por cloruros.

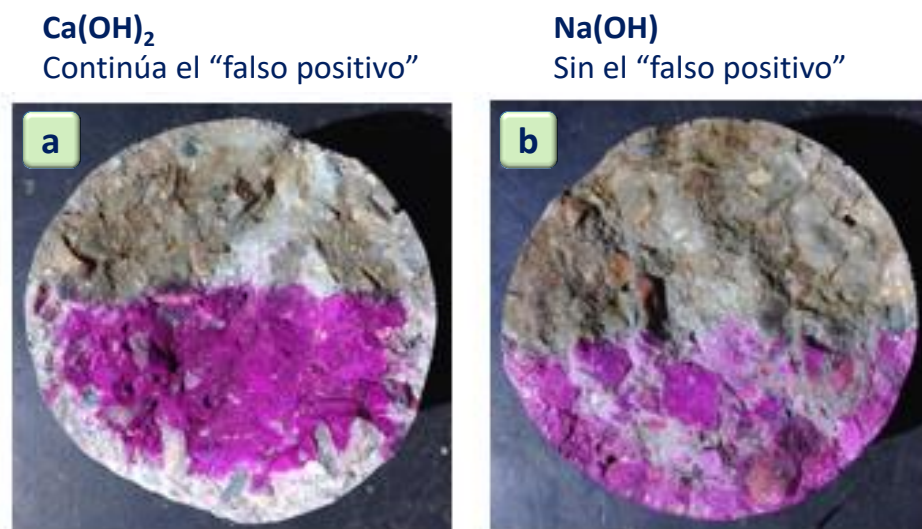


Figura 5. Cuerpos de prueba carbonatados con (a) aspersión previa de la solución de  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ; (b) aspersión previa de la solución de  $\text{NaOH}$ .



#### 4.2 Hormigón carbonatado – Con cloruros:

Después de sumergir las muestras en la solución de cloruro de sodio (NaCl) durante el ensayo de migración de cloruros, se midió la profundidad de penetración de iones cloruro después de 24 horas, 48 horas y 72 horas del ensayo (Figura 6-a). Esta medición fue realizada después de aplicar la solución de hidróxido de sodio, que demostró ser eficaz para alcalinizar el hormigón carbonatado como indicado en la Figura 5. Este procedimiento fue realizado para cohibir el resultado “falso positivo”, que la solución de nitrato de plata presenta en muestras carbonatadas.

La entrada de cloruros ocurrió gradualmente durante los ensayos. La profundidad final de penetración de cloruros en el hormigón fue de 26,8 mm. La Figura 6-b muestra el perfil de cloruro total determinado en el hormigón de este experimento, luego de 72 h de migración con el voltaje de 30 V. Los datos muestran la coherencia de la profundidad de penetración de cloruro resultante por el método colorimétrico, ya que el cambio de color se produjo para una concentración de cloruros de 0.08% con relación a la masa de cemento. Esta comparación se realizó con el fin de comprobar la congruencia del método propuesto para determinar la profundidad de penetración de los cloruros.

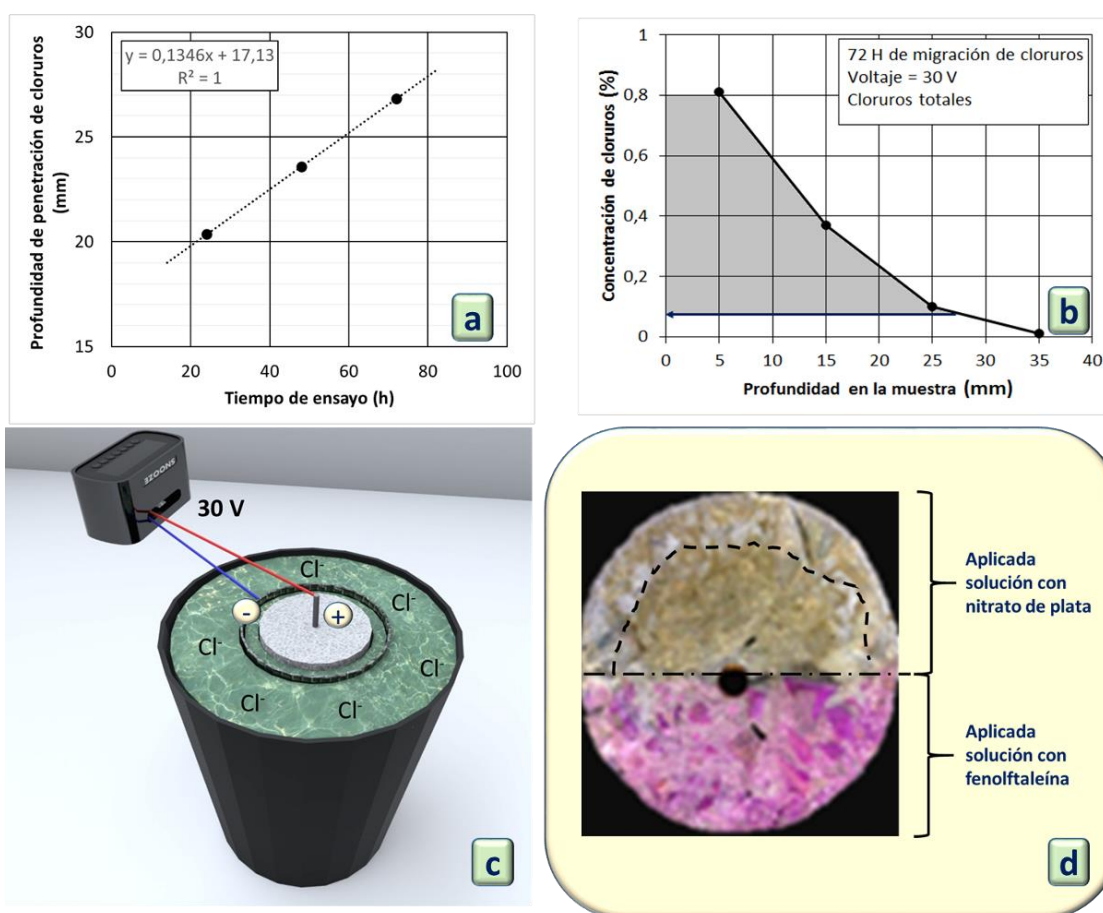


Figura 6. Resultados en las probetas de hormigón carbonatado y contaminadas con cloruros: (a) Profundidad de penetración de cloruros con el método colorimétrico; (b) Perfil de cloruros para verificar la efectividad del método colorimétrico; (c) Ilustración de la aceleración de la entrada de cloruros por migración; (d) Muestras carbonatadas con penetración de cloruro - tratamiento previo con solución de NaOH y posterior aplicación de solución de AgNO<sub>3</sub>.

La Figura 6-c ilustra el experimento de migración de iones cloruro y la Figura 6-d es una foto de una muestra después de aplicar el método colorimétrico. Esta foto muestra un espécimen recién fracturado cuya superficie se trató previamente con aspersión de la solución de NaOH, y luego se

aplicó la solución de  $\text{AgNO}_3$ . Una vez más, se observó que la solución de hidróxido de sodio eliminó el efecto de “falso positivo” generado por la carbonatación del hormigón en el método de aspersión de nitrato de plata. Esto resulta evidente, ya que en la región de las muestras donde se aspergió fenoltaleína no se identificó el área carbonatada, solo en la sección con solución de  $\text{AgNO}_3$  hubo un cambio de color en las regiones con presencia de cloruros libres, ya que en esta etapa las muestras estaban carbonatadas y contaminado por cloruros.

## 5. CONCLUSÕES

Este trabajo presenta un posible camino para viabilizar la aplicación de este método colorimétrico, de aspersión de solución de  $\text{AgNO}_3$ , en condiciones de servicio en que existe la exposición del hormigón armado al ataque por cloruros, y al proceso de carbonatación simultáneamente. El trabajo indica qué se puede hacer antes de la aplicación de la solución de nitrato de plata para evitar el “falso positivo”, que ha impedido el uso de este método colorimétrico en trabajos de inspección en estructuras reales.

En este contexto, se concluye que la metodología a seguir es efectiva para viabilizar el uso del método colorimétrico con nitrato de plata con el objetivo de obtener la profundidad de penetración de los cloruros en el hormigón expuesto a la penetración de cloruros, y al proceso de carbonatación.

Los pasos son:

Paso 1 – Se debe seccionar parte de la pieza de hormigón y sobre la superficie recién fracturada se aplica una solución acuosa saturada de hidróxido de sodio (150 g/L) por proyección. Se debe esperar aproximadamente una hora para que la superficie se seque;

Paso 2 – Asperger la solución de nitrato de plata con una concentración de 0.10 mol/L dos veces sucesivamente (intervalo de 5 minutos entre cada vez). Se debe esperar aproximadamente 1 hora a que se seque la superficie y ocurran las reacciones, generando el contraste de color. Como se ilustra en la Figura 7, el color marrón corresponde a la región sin cloruros, y el otro sin cambio de color corresponde a la región afectada por cloruros;

Paso 3 – Medir la profundidad de penetración de los cloruros con una regla o un calibrador de precisión. Considerar valores promedios, mínimos y máximos para interpretar los resultados de profundidad de penetración de cloruro.

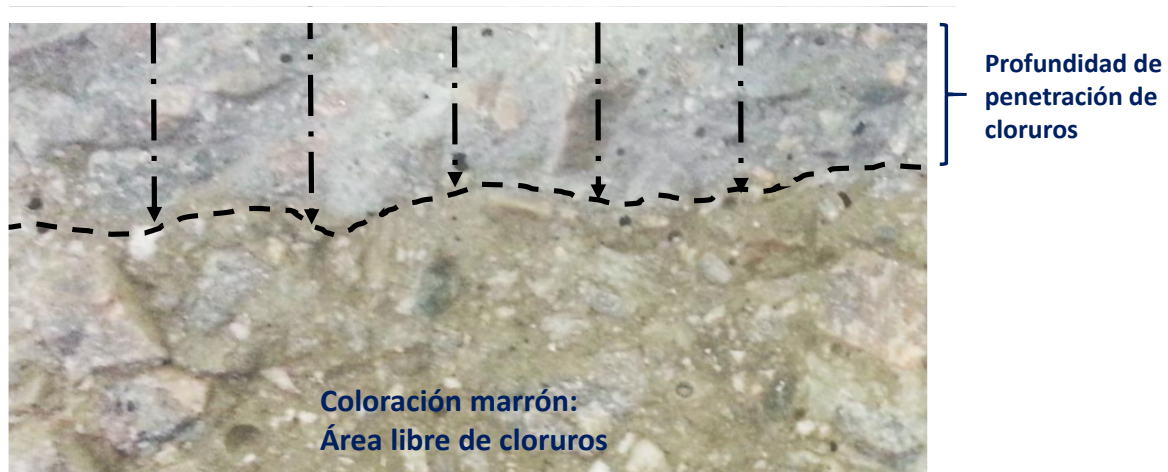


Figura 7. Ilustración del contraste obtenido con la aplicación del método colorimétrico para determinar la profundidad de penetración de cloruros, mediante aspersión de una solución de  $\text{NaOH}$  y una de  $\text{AgNO}_3$ .

## 6. AGRADECIMIENTOS

Los autores expresan su agradecimiento a las agencias brasileñas CNPq, Capes y Fundación Araucária por la beca y apoyo financiero, a la Universidad Federal de Paraná (UFPR), al Centro Politécnico, al Departamento de Construcción Civil (DCC), al Programa de Pós-Graduación en Ingeniería de Construcción Civil (PPGECC), al Centro de Estudios de Ingeniería Civil (CESEC), al Laboratorio de Materiales y Estructuras (LAME) y al grupo de investigación en Patología y Recuperación de la Construcción (PRC).

## 7. REFERENCIAS

- ASTM International. (2020). *ASTM C1152/C1152M-20 Standard Test Method for Acid-Soluble Chloride in Mortar and Concrete*. [https://doi.org/10.1520/C1152\\_C1152M-20](https://doi.org/10.1520/C1152_C1152M-20)
- Azarijafari, H., Azarijafari H., Tajadini, A., Rahimi, M., Berenjian, J. (2018), *Reducing variations in the test results of self-consolidating lightweight concrete by incorporating pozzolanic materials*. Construction and Building Materials. 166: 889-897. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.01.121>
- Baroghel-Bouny, V., Belin, P., Maultzsch, M., Henry, D. (2007), *AgNO<sub>3</sub> spray tests: advantages, weaknesses, and various applications to quantify chloride ingress into concrete. Part 1: Non-steady-state diffusion tests and exposure to natural conditions*. Materials and Structures. 40: 759-781. <https://doi.org/10.1617/s11527-007-9233-1>
- Cascudo, O. (1997), *"Controle da Corrosão de Armaduras em concreto: inspeções e técnicas eletroquímicas"*. PINI, 1.ed., São Paulo, Brasil.
- Corral, R., Arredondo, S., Almaral, J., & Gómez, J. (2013). *Chloride corrosion of embedded reinforced steel on concrete elaborated from recycled coarse aggregates and supplementary cement materials*. Revista Ingeniería de Construcción, 28(1): 21-35. <http://dx.doi.org/10.4067/S0718-50732013000100002>
- Fernández-Ruiz, M. A., Gil-Martín, L. M., Carbonell-Márquez, J. F., Hernández-Montes, E. (2018), *Epoxy resin and ground tyre rubber replacement for cement in concrete: Compressive behaviour and durability properties*. Construction and Building Materials. 173: 49-57. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.04.004>
- Ferreira, R. M., Castro-Gomes, J. P., Costa, P., & Malheiro, R. (2016). *Effect of metakaolin on the chloride ingress properties of concrete*. KSCE Journal of Civil Engineering, 20(4), 1375-1384. <https://doi.org/10.1007/s12205-015-0131-8>
- França, C. B. (2011), *"Avaliação de cloretos livres em concretos e argamassas de cimento Portland pelo método de aspersão de solução de nitrato de prata"*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Católica de Pernambuco, Recife, 85 p.
- He, F., Shi, C., Yuan, Q., Chen, C., Zheng, K. (2012), *AgNO<sub>3</sub>-based colorimetric methods for measurement of chloride penetration in concrete*. Construction and Building Materials. 26: 1-8. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.06.003>
- He, F., Shi, C., Yuan, Q., An, X., Tong, B. (2018), *Corrosion of cement pastes made of CEM I and CEM III/A caused by a saturated water solution of ammonium chloride after 4 and 25 days of aggressive immersion*. Construction and Building Materials. 170: 279-289. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.03.073>
- Helene, P. (1993), *"Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado"*. Tese de Livre Docência, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 231 p.
- Kim, M-Y., Yang, E-I., Yi, S-T. (2013), *Application of the colorimetric method to chloride diffusion evaluation in concrete structures*. Construction and Building Materials. 41: 239-245. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.11.084>

- Lau, P. C., Teo, D. C. L., Mannan, M. A. (2018). *Mechanical, durability and microstructure properties of lightweight concrete using aggregate made from lime-treated sewage sludge and palm oil fuel ash*. Construction and Building Materials. 176: 24-34. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.04.179>
- Medeiros, M. H. F. (2008), "*Contribuição ao estudo da durabilidade de concretos com proteção superficial frente à ação de íons cloretos*". Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo, São Paulo.
- Medeiros, M. H. F., Hoppe Filho, J., Helene, P. (2009a), *Influence of the slice position on chloride migration tests for concrete in marine conditions*. Marine Structures. 22: 128-141. <https://doi.org/10.1016/j.marstruc.2008.09.003>
- Medeiros, M. H. F., Helene, P. (2009b), *Surface treatment of reinforced concrete in marine environment: Influence on chloride diffusion coefficient and capillary water absorption*. Construction and building materials. 23(3): 1476-1484. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2008.06.01>
- Medeiros, M. H. F., Gobbi, A., Réus, G. C., Helene, P. (2013), *Reinforced concrete in marine environment: Effect of wetting and drying cycles, height and positioning in relation to the sea shore*. Construction and Building Materials. 44: 452-457. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.02.078>
- Medeiros Junior, R. A., Lima, M. G., Brito, P. C., Medeiros, M. H. F. (2015a), *Chloride penetration into concrete in an offshore platform-analysis of exposure conditions*. Ocean Engineering. 103: 78-87. <https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2015.04.079>
- Medeiros-Junior, R. A., Lima, M. G., Yazigi, R., Medeiros, M. H. F. (2015b), *Carbonation depth in 57 years old concrete structures*. Steel and Composite Structures. 19(4): 953-966. <https://doi.org/10.12989/scs.2015.19.4.953>
- Medeiros, M. H. F. D., Raisdorfer, J. W., & Hoppe Filho, J. (2017). *Influência da sílica ativa e do metacaulim na velocidade de carbonatação do concreto: relação com resistência, absorção e relação a/c*. Ambiente Construído, 17(4), 125-139. <https://doi.org/10.1590/s1678-86212017000400189>
- Medeiros, M. H. F., Réus, G. C., Pontes, C. V. (2018), "*Nitrato de prata como método colorimétrico para detecção da penetração de cloretos: análise crítica*". in: 3º Simpósio Paranaense de Patologia das Construções, 2018, Curitiba., v. único. pp. 35-46. <https://doi.org/10.4322/2526-7248.017>
- Montemor, M. F., Simões, A. M. P., Ferreira, M. G. S. (2003), *Chloride-induced corrosion on reinforcing steel: from the fundamentals to the monitoring techniques*. Cement and Concrete Composites. 25: 491-502. [https://doi.org/10.1016/S0958-9465\(02\)00089-6](https://doi.org/10.1016/S0958-9465(02)00089-6)
- Moreira, C. (2006), "*Recalcalinização de estruturas de concreto carbonatado com utilização de gel saturado de solução alcalina*". Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 122 p.
- Pauletti, C. (2004), "*Análise comparativa de procedimentos para ensaios acelerados de carbonatação*". Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 176 p.
- 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. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2020.101860>
- Real, L. V., Oliveira, D. R. B., Soares, T., Medeiros, M. H. F. (2015), *Método colorimétrico por aspersão de nitrato de prata para avaliação da penetração de cloretos em concreto: estado da arte*. Revista Alconpat. 5(2): 149-159. <https://doi.org/10.21041/ra.v5i2.84>
- Réus, G. C. (2017), "*Recalcalinização química como meio de recuperação de estruturas de concreto armado carbonatadas*". Dissertação de Mestrado, Pós-graduação em Engenharia de Construção Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 104 p.

- Réus, G. C., Medeiros, M. H. F. (2020), *Chemical realkalization for carbonated concrete treatment: Alkaline solutions and application methods*. Construction and Building Materials, 262, 120880. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.120880>
- RILEM. TC 178-TMC - Testing and modelling chloride penetration in concrete. Madrid: Elsevier; 2013. p. 3.
- Vennesland, Ø., Climent, M. Á., Andrade, C. (2013). *Recommendation of RILEM TC 178-TMC: Testing and modelling chloride penetration in concrete*. Materials and Structures. 46: 337-344. <https://doi.org/10.1617/s11527-012-9968-1>
- Slonka-Slupik, B., Podwórny, J., Staszuk, M. (2018), *Corrosion of cement pastes made of CEM I and CEM III/A caused by a saturated water solution of ammonium chloride after 4 and 25 days of aggressive immersion*. Construction and Building Materials. 170: 279-289. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.03.073>
- Yuan, Q., Shi, C., He, F., Schutter, G. D., Audenaert, K., Zheng, K. (2008), *Effect of hydroxyl ions on chloride penetration depth measurement using the colorimetric method*. Cement and Concrete Research. 38: 1177-1180. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2008.04.003>
- Wei, Y., Guo, W., Liang, S. (2018), *Chloride Ingress in Internally Cured Concrete under Complex Solution*. Journal of Materials in Civil Engineering. 30(4) p. 04018037. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0002215](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0002215)
- Weiss, J., Couch, J., Pease, B., Laugesen, P., Geiker, M. (2017), *Influence of Mechanically Induced Cracking on Chloride Ingress in Concrete*. Journal of Materials in Civil Engineering 29(9): 04017128. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0001922](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001922)

## Propuesta de evaluación de daño para dos puentes ubicados en la carretera No. 14 en el estado de Sonora México usando invariante de rigidez como parámetro global de comparación

G. Ramos-Torres<sup>1\*</sup>, H. Navarro-Gómez<sup>2</sup>, E. Perez-Isidro<sup>2</sup>,  
J. Gautherau-Lopez<sup>1</sup>, I. Palma-Quiroz<sup>2</sup>

\*Autor de Contacto: [calculista@prodigy.net.mx](mailto:calculista@prodigy.net.mx)

DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v11i2.454>

Recepción: 16/01/2020 | Aceptación: 23/10/2020 | Publicación: 01/05/2021

### RESUMEN

El método de la invariante elástica de rigidez permite obtener la respuesta mecánica de la superestructura de puentes; se basa en la respuesta al impacto de masas conocidas aplicadas al centro del claro para obtener el máximo desplazamiento que define la rigidez puntual, éste se compara con los valores de la curva formada con los invariantes de rigidez, construida a partir de las características de diseño del puente. El método se implementó en dos puentes localizados en la carretera federal No. 14 del Estado de Sonora Mex., con resultados acordes a los daños manifestados. La evaluación es cualitativa a partir de un parámetro global, obtenido en condiciones ambientales en ausencia de viento y a temperatura constante, adecuado para el diagnóstico del estado estructural presente, teniendo limitantes en puentes esviados.

**Palabras clave:** puentes; superestructura; impacto; respuesta mecánica; rigidez.

**Citar como:** Ramos-Torres, G., Navarro-Gómez, H., Perez-Isidro, E., Gautherau-Lopez, J., Palma-Quiroz, I. (2021), "Propuesta de evaluación de daño para dos puentes ubicados en la carretera No. 14 en el estado de Sonora México usando invariante de rigidez como parámetro global de comparación", Revista ALCONPAT, 11 (2), pp. 89 – 108, DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v11i2.454>

<sup>1</sup> Departamento de Ingeniería Civil y Minas, Universidad de Sonora, Hermosillo, México.

<sup>2</sup> Instituto de Ciencias Básicas e Ingeniería, Universidad Autónoma del Estado de Hidalgo, México

#### Contribución de cada autor

En este trabajo el autor Ramos-Torres, G. contribuyó con el 30%, el autor Navarro-Gómez, H. contribuyó con el 25%, el autor Perez-Isidro, E. contribuyó con el 15%, el autor Gautherau-Lopez, J. contribuyó con el 15% y el autor Palma-Quiroz. Contribuí con el 15%.

#### 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.

## **Damage assessment proposal for two bridges located on Highway No. 14 in the State of Sonora México by using stiffness invariant as global comparison parameter**

### **ABSTRACT**

The elastic rigidity invariant method is used to obtain the mechanical response of the superstructure of simply supported bridges; it is based on the bridge's response to the impact of known masses applied on mid span to obtain the maximum displacement that defines the point stiffness. This value is compared with the values of the theoretical curve formed with the stiffness invariants, constructed from the design characteristics of the bridge. The method was implemented in two bridges located on federal highway No. 14 of the State of Sonora Mex., with results according to the damage manifested. The evaluation is the result of a global parameter, obtained in environmental conditions in the absence of wind and at a constant temperature, suitable for the diagnosis of the present structural state, having limitations on bridges with screw cross sections.

**Keywords:** bridges; superstructure; impact; mechanical response; stiffness.

## **Proposta de avaliação de danos para duas pontes localizadas na rodovia No. 14 no estado de Sonora, México, usando a variável de rigidez como parâmetro de comparação global**

### **RESUMO**

O método da variável de rigidez elástica permite obter a resposta mecânica da superestrutura da ponte; baseia-se na resposta ao impacto de massas conhecidas aplicadas ao centro do vão (luz) para obter o deslocamento máximo que define a rigidez do ponto, este é comparado com os valores da curva formada com as variáveis de rigidez, construídos a partir do características do projeto estrutural da ponte. O método foi implantado em duas pontes localizadas na rodovia federal nº 14 do Estado de Sonora Mex., com resultados compatíveis com os danos manifestados. A avaliação é qualitativa a partir de um parâmetro global, obtido em condições ambientais na ausência de vento e a temperatura constante, adequado para o diagnóstico do estado estrutural presente, havendo limitações em pontes esconsas.

**Palavras-chave:** pontes; superestrutura; impacto; resposta mecânica; rigidez.

### **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 del título de la revista 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

A nivel mundial, el diseño y la construcción de puentes está regido por las normas regionales correspondientes e involucra una serie de estudios previos a su diseño y construcción que se soportan en permanentes investigaciones orientadas a la reducción de riesgos de colapso o fallas prematuras; dichas normas incluyen los protocolos de mantenimiento operativo, sin embargo, frecuentemente se presentan fallas e incluso colapsos. Una muestra de 384 puentes colapsados a nivel mundial en el período de 1944 a 2004, reveló que el 28% colapsó por causas naturales, el 21% por errores de diseño, un 18% por impacto, 10% por sobrecarga, 10% por errores humanos, 10% por causas desconocidas, 2% por corrosión y un 1% por vandalismo (Imhof, 2004). La mayor dificultad que se tiene en la inspección de estructuras de puentes es obtener un índice de daño para la toma de decisiones de mantenimiento, reparación o reemplazo.

Un resumen sobre algunos métodos para obtener respuesta mecánica en puentes se presenta enseguida: Para rangos no lineales, se propuso el método de la rótula plástica dinámica; se trata de obtener la curva modal de carga-deformación a partir de un modelo de un grado de libertad. La estructura es sometida a la aceleración de un sismo determinado hasta obtener la respuesta máxima que se presenta en el momento en que se alcanza la plastificación de una rótula previamente propuesta convirtiéndose el sistema en un mecanismo.

Este método simplificado permite visualizar la demanda de ductilidad de la estructura (E. Maldonado, et al. 1998). Mediante métodos numéricos se puede obtener un factor de amplificación que considera los efectos dinámicos aplicable a los elementos mecánicos de diseño de puentes continuos, considerando vigas flexibles y cargas móviles amortiguadas por la suspensión de los camiones tipos analizados. La ecuación de movimiento del puente se asume en vibración forzada por la ecuación de movimiento del camión de prueba que tiene un punto de aplicación de carga por eje, la viga se idealiza como una serie de masas concentradas en intervalos discretos uniformemente distribuidos en su longitud total y los efectos de la carga del camión se computan en el eje frontal; este procedimiento permite obtener un factor de impacto para la carga móvil también conocido como factor de amplificación dinámico, que resulta de las curvas de desplazamiento generadas tanto para carga estática como para carga dinámica.

El procedimiento permite incluir un factor de fricción por participación de la suspensión del camión analizado (N. Munirudrappa et al. 1999). El método de las funciones de respuesta en frecuencias consiste en la obtención de una matriz característica de la estructura, que es función de la masa, del amortiguamiento y de su rigidez. Se obtiene de invertir la matriz de cofactores del vector de funciones de frecuencias de las transformadas de Fourier de la ecuación de movimiento y es conocida como matriz de funciones de respuesta en frecuencias. Esta matriz posee solo las propiedades de la estructura y es independiente de la excitación por lo que cualquier cambio que se genere en ella es debido a cambios en la constitución de la estructura. Si se requiere conocer la matriz de funciones de respuesta en frecuencias, se deben conocer los vectores de desplazamientos y sus fuerzas de excitación en términos de sus transformadas de Fourier. Se puede resumir que es un método complejo, pues requiere de una cantidad mucho mayor de sensores y de un gran procesamiento numérico que acople los efectos locales y globales en comparación con el método de análisis modal.

El método de análisis de sensibilidad consiste en obtener un factor de sensibilidad que equivale al cociente entre la razón de cambio de la frecuencia y la razón de cambio en la rigidez. Este método ayuda a seleccionar los parámetros de mayor impacto en la respuesta y descartar los posibles errores en la instrumentación experimental, de tal forma que permite escoger los valores más significativos o de mayor impacto y a visualizar los elementos estructurales de mayor contribución a los efectos dinámicos, con lo que es posible determinar con buena precisión los puntos donde se deben colocar los sensores para estudios experimentales. Un grupo de métodos experimentales que clasifica a los



métodos de simulación numérica, donde se pueden utilizar métodos numéricos como Runge-Kutta, Euler, etc., que resuelven las ecuaciones diferenciales de movimiento a partir del Jacobiano del cociente entre la razón de cambio de las fuerzas y la razón de cambio de los desplazamientos cuyas soluciones reales deben ser negativas para garantizar la estabilidad del método y su integración en el tiempo. En definitiva, el método de elementos finitos es el más usado para resolver las ecuaciones de movimiento, pues utiliza la discretización y la interpolación usando funciones de forma compatibles con los esfuerzos y las deformaciones, considerando el equilibrio interno, el equilibrio en la frontera y la compatibilidad de deformaciones de los elementos discretos que se resuelven por integración directa y ensambladas en sistemas lineales de ecuaciones siempre que las ecuaciones diferenciales sean ordinarias (Carrión F. J. et al. 1999). Un modelo para conocer los efectos de la temperatura comparado con los efectos del daño en el cambio de la frecuencia natural de puentes de un claro, utilizando modelos de elementos finitos para vigas cajón y vigas pretensadas tipo ASHHTO; la conclusión del trabajo indica que los cambios en la frecuencia de la superestructura de un puente de un claro debido a los efectos térmicos, son similares a los efectos del daño acumulado durante un período largo de tiempo debido al ablandamiento temporal (Balmes Etienne et al., 2005).

Se realizó un estudio instrumentando dos puentes de losas y traveses prefabricados, ambos de dos claros independientes; la captura se realizó mediante sensores de aceleración, que con métodos numéricos permitieron conocer los espectros de velocidades y de desplazamientos. Así mismo, con un adecuado filtrado de frecuencias, se logró separar los efectos estáticos y dinámicos del espectro obtenido; la valoración de los resultados indica que los factores de impacto obtenidos mediante el cociente entre el efecto dinámico de la carga y el efecto estático de la misma, bajo ciertas condiciones de masa y velocidad del vehículo de prueba superan a los establecidos en los códigos de diseño regionales (Valdez J. et al. 2008). Un análisis comparativo para obtener la respuesta dinámica de un puente de concreto reforzado que se ubicaba en Italia utilizando un modelo de elementos finitos con elementos tipo Shell y la excitación de un camión tipo A a diferentes velocidades.

El análisis teórico se realizó asumiendo la inexistencia del agrietamiento para ignorar la contribución del acero de refuerzo en la estimación de la rigidez. Los resultados obtenidos en el análisis indicaron que con un camión no fue posible obtener los parámetros dinámicos básicos por lo que se usó un convoy continuo de camiones, ofreciendo resultados más acordes con la realidad; el contraste se realizó con los datos obtenidos de la aplicación in situ de excitación mediante un vibrador eléctrico colocado al cuarto del claro del puente y colocando una serie de 17 sensores de aceleración para obtener la respuesta en tiempo real. Los resultados obtenidos en el análisis presentaron errores desde el 1% hasta el 46% comparados con las frecuencias obtenidas in situ, siendo la frecuencia a torsión la de menor error y la del cuarto modo a flexión la de mayor error (Veles H. et al 2011). Una metodología para determinar el deterioro por fatiga de la superestructura de puentes de concreto reforzado, utilizando las técnicas de Montecarlo; el método estima probabilísticamente de acuerdo con los datos estadísticos el número de ciclos de carga y su repercusión en el nivel de esfuerzos conforme a los modelos de daño más populares que permiten dar un estimado del tamaño de grieta. Este método es especulativo y puede ser aplicado con relativa facilidad si se conocen las estadísticas de operación del puente bajo análisis, sin embargo, como se presenta, no incluye factores como cargas extraordinarias o sismos y efectos de corrosión entre otros, (Crespo E. et al. 2013).

Los resultados de la aplicación del método de vibraciones ambientales (cociente espectral) aplicadas a la instrumentación de un puente postensado que les permitió evaluar el estado presente de la superestructura, los resultados de la instrumentación fueron comparados con los resultados del modelo estructural elaborado en un software comercial. (Viviescas Al. et al. 2017).

## 2. METODOLOGÍA

De la infraestructura de puentes en carreteras federales en México, el 57% están contruidos de concreto reforzado, seguido por el 28% contruidos de concreto presforzados, un 7% están contruidos en acero y concreto, un 6% en acero estructural, el 1% en mampostería y un 1% en sistema tridilosa (IMT-2014). Acorde a la estadística del Instituto Mexicano del Transporte, el mayor número de puentes está contruido de concreto reforzado, por lo que en esta investigación se estudian dos puentes de concreto reforzado, uno a base de losas sólidas y otro contruido en trabes y losas con diafragmas de concreto reforzado.

El presente trabajo consiste en la aplicación de una metodología que utiliza parámetros globales; incluye la rigidez puntual real presente de la estructura, que se obtiene a partir de mediciones de campo sobre la estructura real; el valor obtenido, se compara con el valor de rigidez obtenido de los parámetros de diseño del puente que resultan de la función del invariante de rigidez; el cociente entre dichos valores corresponde al residual de capacidad de la estructura permitiendo obtener un índice de daño.

### 2.1. Conceptos generales.

El comportamiento mecánico de una estructura bajo cargas de servicio depende del nivel de esfuerzos alcanzado y del número de repeticiones o de ciclos de carga; factores como el deterioro, la corrosión, la fatiga y/o el incremento en el nivel de cargas de servicio, puede generar daño permanente que modifiquen las condiciones de su respuesta mecánica. Las consideraciones en el diseño para el desempeño de una estructura contemplan un comportamiento mecánico lineal elástico y se considera saludable mientras que se conserve. Cuando el daño acumulado modifica su comportamiento da inicio el comportamiento no lineal donde la proporción entre los desplazamientos y las fuerzas aplicadas deja de ser constante; es bajo este principio básico que el método propuesto ofrece información del estado presente de la estructura.

La figura 1 presenta el comportamiento mecánico de un sistema estructural bajo carga monotónica con incremento gradual de carga; primeramente, se aprecia una línea recta que inicia en el origen y alcanza la coordenada  $(\delta_E, P_E)$ , correspondiendo  $(\delta_E)$  al desplazamiento hasta el límite elástico lineal y  $(P_E)$  a la carga en el mismo límite; la parte curvada indica que el sistema estructural tiene un comportamiento no lineal.

El método propuesto considera que si se aplican tres cargas puntuales crecientes se obtiene una gráfica carga-desplazamiento que describe un comportamiento mecánico muy parecido al real; a partir de los incrementos de cargas aplicados, uniendo las coordenadas de los tres puntos se obtiene dos líneas que poseen la misma pendiente si se trabaja en rango lineal o secantes a la curva esfuerzo deformación real de la estructura si el trabajo es en rango no lineal; si los incrementos de cargas son pequeños, las áreas superior e inferior de la curva real son muy parecidas a las áreas superior e inferior de la gráficas de las líneas obtenidas, reduciéndose el error del método. Las áreas descritas permiten obtener una forma de medir el daño.

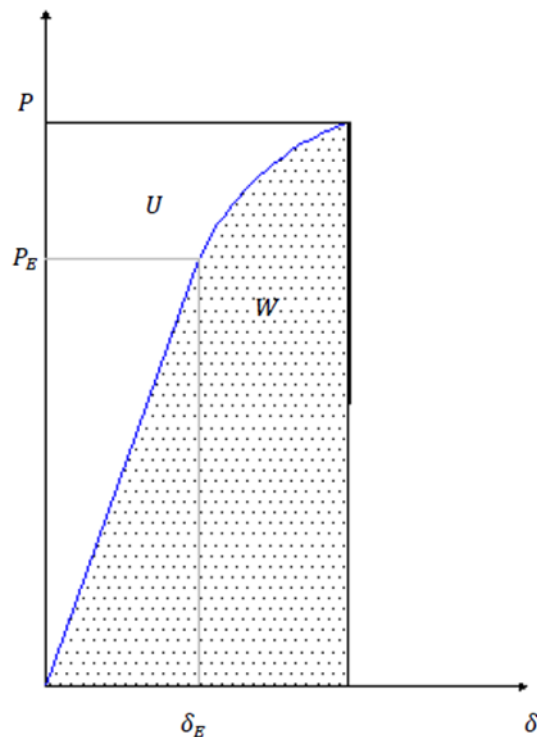


Figura 1. Relación carga desplazamiento

## 2.2. Evaluación del daño.

La figura 1 está dividida en dos regiones, una inferior cuya área corresponde al trabajo  $W$  que se produjo durante el proceso de carga y una superior cuya área corresponde a la energía de deformación  $U$  almacenada por la estructura, que le permite recuperar íntegra o parcialmente su forma original si se retira la carga. Cuando el comportamiento mecánico de la estructura es lineal-elástico, el trabajo y la energía de deformación poseen la misma magnitud, lo que implica que la estructura puede recuperar su configuración original si se retiran las cargas; si el comportamiento es no lineal, los valores del trabajo realizado y de la energía de deformación almacenada son diferentes, lo que implica que, al retirar la carga, la estructura recuperará parcialmente su configuración.

Despreciando la energía generada en forma de calor, si la estructura posee comportamiento no lineal, la energía de deformación almacenada es menor al trabajo realizado por el sistema; esta consideración es aplicable en estructuras de concreto reforzado.

Existen algunas expresiones semi empíricas para evaluar el daño en estructuras de concreto reforzado obtenidas de pruebas experimentales; una de las expresiones que permite obtener un índice de daño considerando la pendiente de la parte elástica de la curva de descarga, está definida por la siguiente expresión:

$$d = 1 - \frac{Z}{Z_0} \quad (1)$$

Donde  $d$  es equivalente a un índice de daño,  $Z$  corresponde a la pendiente de la parte elástica de la rama de descarga y  $Z_0$  es el valor de la pendiente de la rama elástica inicial (Perdomo M. E. et al, 2006). Para comportamiento elástico la expresión tiene un valor nulo y para comportamiento inelástico cercano a la falla el valor es próximo a la unidad. Con esta expresión se puede obtener

una curva de restitución de la energía para los elementos de prueba y se consigue el índice de daño que se genera previo a la falla, la dificultad de su uso conlleva la realización de pruebas experimentales para cada tipo de elemento estructural

Acorde con la propuesta del presente trabajo, la deformación real es obtenida de la doble integración del espectro aceleración-tiempo que resulta del impacto aplicado a la estructura real con masas y alturas en caída libre conocidas, considerando la máxima amplitud del desplazamiento para los cálculos.

Conocidas las masas, la altura en caída libre y los desplazamientos máximos, se construye la gráfica energía cinética vs. desplazamiento, identificándose la zona superior de la curva con área  $A_{sup}$ , análoga a la densidad de energía de deformación  $U$  y la región inferior con área  $A_{inf}$ , análoga a la densidad de trabajo realizado  $W$  cuyo cociente  $\Delta k$  es considerado como una medida de daño, basado en el cambio energético por disminución de la rigidez del sistema por efectos del daño y es aplicable a la mayor carga de prueba.

$$\Delta k = \frac{A_{sup}}{A_{inf}} \quad (2)$$

### 2.3. Invariante elástica de rigidez.

Está formado con los valores de rigidez por debajo del límite de proporcionalidad a lo largo de la longitud de un elemento estructural. En (3)  $K$ , corresponde al valor de rigidez teórica de diseño,  $F$  corresponde a la fuerza aplicada y  $\delta$  es el desplazamiento resultante.

$$K = \frac{F}{\delta} \quad (3)$$

Si se aplica el principio de trabajo virtual y considerando sólo la contribución del momento flector, la expresión para la rigidez en un punto corresponde a (4).

$$K = F \left[ \int_0^l \frac{M^* M}{EI} dx \right]^{-1} \quad (4)$$

Si se conserva el valor de la fuerza  $F$  constante a lo largo de cada punto de la estructura, se obtiene la curva de rigidez y tiene el carácter de invariante en cada punto bajo el límite de proporcionalidad. Conforme a la figura 2, si  $F$  es aplicada en la coordenada  $X = a$ , se requiere determinar la flecha  $\delta$  y la rigidez  $K(a)$ .

$$\delta = \left( \frac{a^3 b^2 + a^2 b^3}{3EIL^2} \right) F \quad (5)$$

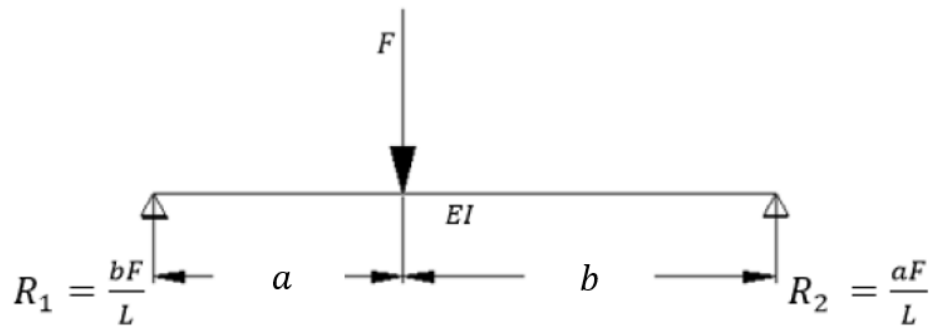


Figura 2. Relación carga desplazamiento

Conocido el desplazamiento se obtiene la rigidez en la coordenada  $x = a$ ; considerando  $b = L - a$ , donde (6) es el invariante de rigidez que se aplica para vigas y (7) invariante para losas sólidas.

$$K(x) = \frac{3EIL^2}{X^3(L-X)^2 + X^2(L-X)^3} \quad (6)$$

$$K(x) = \frac{3EIL^2}{(X^3(L-X)^2 + X^2(L-X)^3)(1-\nu^2)} \quad (7)$$

#### 2.4. Medición de la rigidez puntual real.

La rigidez puntual real se obtiene con el desplazamiento máximo que se produce al someter la superestructura a cargas de impacto aplicadas al centro del claro; para la excitación se utilizan pequeñas masas que modifican mínimamente los parámetros dinámicos de la estructura. Para calcular la fuerza de impacto  $F_R$ , se recurre a las expresiones fundamentales de la mecánica que se describen en seguida:

$$v = \sqrt{2gh} = \text{velocidad de impacto} \quad (8)$$

$g = \text{aceleración de la gravedad}$

$h = \text{altura de la caída}$

Ya que el impacto se realiza en un medio deformable, la magnitud de la fuerza depende de la rigidez de reacción; (9) corresponde a la energía cinética en el momento del impacto.

$$E_c = \frac{mv^2}{2} = m g h = \text{Energía cinética.} \quad (9)$$

$m = \text{masa.}$

De la gráfica energía cinética-desplazamiento, como ya se mencionó, el área superior de la curva  $A_{sup}$ , es análoga a la energía de deformación ( $U$ ) y el área inferior  $A_{inf}$ , es análoga al trabajo realizado ( $W$ ), por lo que  $\Delta k$  corresponde a un factor de rigidez residual, que con valor unitario

indica salud estructural y todo valor inferior a la unidad, indica daño permanente del sistema estructural. El factor de rigidez residual  $\Delta k$  (2) es aplicable a estructuras de concreto reforzado; corresponde al incremento del agrietamiento de la sección transversal, debido a la fluencia del acero de refuerzo por la acumulación del daño, que se refleja en la disminución del área de compresión ya que el agrietamiento a medida que el acero recibe mayor deformación, crece en la zona de tensión y por ende, se reduce el momento de inercia de la sección transversal, expresada por  $I_D$  para su consideración dentro del método (10). Para conocer el valor de la rigidez real presente, se requiere obtener la fuerza efectiva cuando la energía cinética es nula en el instante del máximo desplazamiento. El valor de la fuerza real para cada grupo de impactos se obtiene del uso de (11) considerando la carga de impacto aplicada al centro del claro.

$$I_D = \Delta k I_{crt} \quad (10)$$

$$\overline{F_R} = \frac{48EI_D}{L^3} \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \delta_i \quad (11)$$

Con (12), se obtiene la rigidez real presente  $K_R$ ;  $\overline{F_R}$  corresponde a la fuerza promedio efectiva de impacto y  $\overline{\delta}$  al promedio de los desplazamientos medidos en campo para cada masa.

$$K_R = \frac{\overline{F_R}}{\overline{\delta}} \quad (12)$$

$$d_e = 1 - \frac{K_R}{K} \quad (13)$$

En (13),  $d_e$  se considera un índice de daño y es una medida de la degradación o disminución de la rigidez, en estructuras sanas el valor es nulo, para el colapso es cercano a la unidad y depende de las características de cada estructura. En el método propuesto, la precarga del sistema corresponde a la carga permanente de la estructura, que puede ser del orden de hasta un 85% de la capacidad total de la misma, esto permite utilizar pequeños incrementos de carga para obtener deformaciones en zonas avanzadas de la envolvente de la curva esfuerzo deformación de histéresis. La figura 3 muestra el diagrama de flujo de la metodología usada para los casos de estudio; en primer término, es necesario contar con los planos estructurales de proyecto. Para las mediciones en campo, se utiliza un sistemas de masas que durante el impacto se acoplan al movimiento de la estructura para evitar el rebote, de preferencia, la cantidad de masa para cada grupo de pruebas debe tener valores proporcionales, a fin de facilitar los cálculos correspondientes. Es muy importante que en la elección de las masas de prueba, la aceleración de respuesta de la estructura esté al menos un 20% por debajo del límite máximo de aceleración del sensor y que los valores de aceleración para cada distinta masa, tengan suficiente discriminación para el procesamiento numérico. El resto de las actividades se presentan en la misma figura.

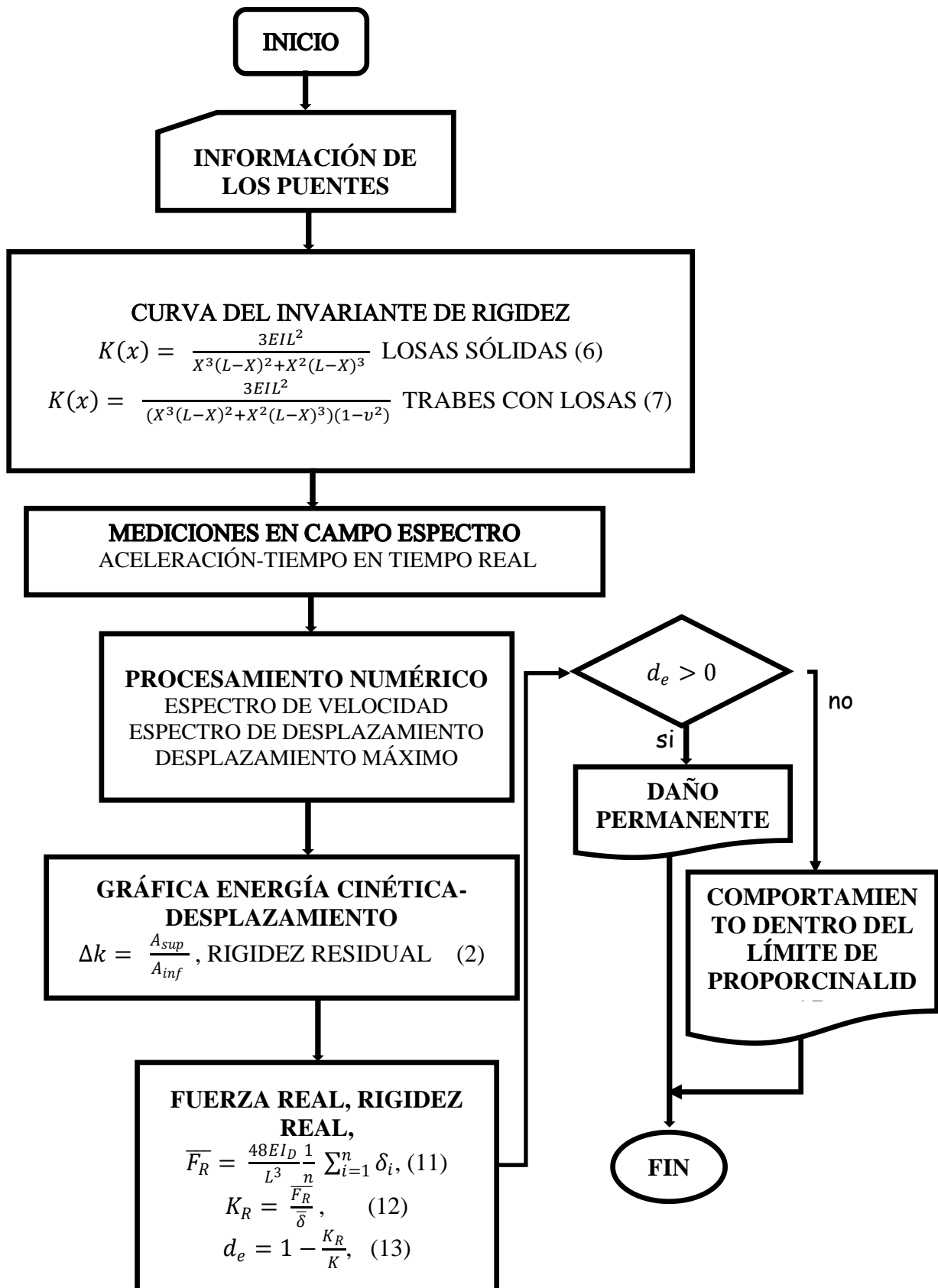


Figura 3. Diagrama de flujo, Método del invariante de rigidez.

### 3. CASOS DE ESTUDIO

Los puentes instrumentados se localizan en la carretera federal 14, Hermosillo-Moctezuma, en el estado de Sonora, Mex.; uno de los puentes lleva el nombre de “El Testarazo” figura 4, que se localiza en el km 23+900. El puente tiene una superestructura a base de tres losas de concreto reforzado, simplemente apoyadas sobre estribos constituidos por muros de concreto reforzado. El otro puente instrumentado tiene por nombre “El Gavilán” figura 5; la super estructura está formada por un sistema de vigas, losas y diafragmas de concreto reforzado, con sección sesgada a 48° de su dirección transversal, ubicado en el Km 60+100 de la misma carretera.

#### 3.1. Información de los casos de estudio.

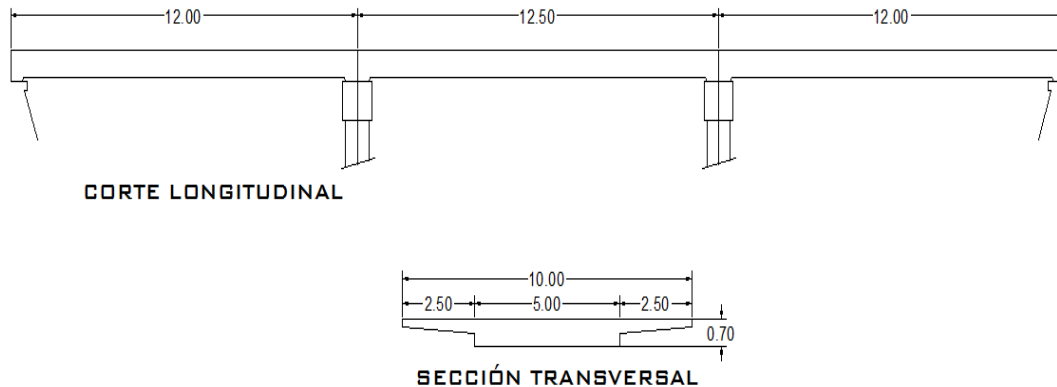


Figura 4. Geometría superestructura puente “Testarazo” (Acot. m).

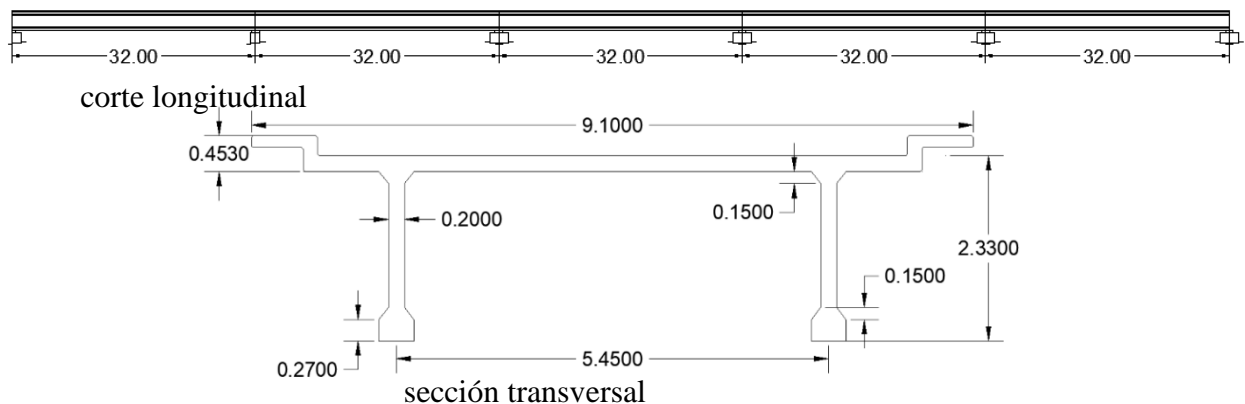


Figura 5. Geometría superestructura puente “El Gavilán” (Acot. m).

Las propiedades geométricas de las secciones transversales se obtuvieron bajo el criterio de la sección transformada, y los datos de proyecto fueron obtenidos del Proyecto Tipo de Elementos de Concreto Reforzado, Parte I, publicado por la extinta SAHOP.

Tabla 1. Propiedades geométricas sección transformada de los puentes (m).

| Puente            | $b_w$ | $h_f$ | $b_f$ | $n$   | $A_s(m^2)$ | $d$   | $k_d$  | $I_{crt}(m^4)$ | $A(m^2)$ |
|-------------------|-------|-------|-------|-------|------------|-------|--------|----------------|----------|
| <b>Testarazo</b>  | 5.2   | 0.30  | 10.0  | 8.796 | 0.035      | 0.645 | 0.1858 | 0.1108         | 2.95     |
| <b>El Gavilán</b> | 1.08  | 0.18  | 7.5   | 8.796 | 0.0386     | 2.182 | 0.481  | 1.199          | 2.89     |



Para el puente “El Testarazo”  $EI = 2,595 \text{ MN} - \text{m}^2$  (para la rigidez de loza sòlida); para el puente El Gavilan  $EI = 28,082 \text{ MN} - \text{m}^2$  (para la rigidez de viga). Con estos valores se obtuvo la curva de rigidez. En ambos casos solo se consideran los efectos de flexi3n. El valor del m3dulo de elasticidad del concreto se consider3 de  $E = 23,414 \text{ Mpa}$ , basado en la expresi3n  $E = 15100\sqrt{f'_c}$  ( $\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$ ).

### 3.2. Curva de la invariante de rigidez.

Las figuras 6 y 7, muestran las gr3ficas de los cofactores correspondientes a los invariantes de rigidez para los puentes El Testarazo y El Gavil3n, respectivamente, obtenidos de (4) para el puente El Gavil3n y de (5) para El Testarazo. Los valores de rigidez de proyecto  $K_E$  al centro de los claros de la superestructura de los puentes en estudio se presentan en la tabla 2; dichos valores resultan del producto de los cofactores ilustrados en las figuras 6 y 7 con los respectivos valores de  $EI$  para cada puente.

Tabla 2. Valores De rigidez bajo el l3mite de proporcionalidad.

| Puente             | “El Testarazo” | “El Gavil3n” |
|--------------------|----------------|--------------|
| $K_E(\text{MN/m})$ | 66.432         | 41.237       |

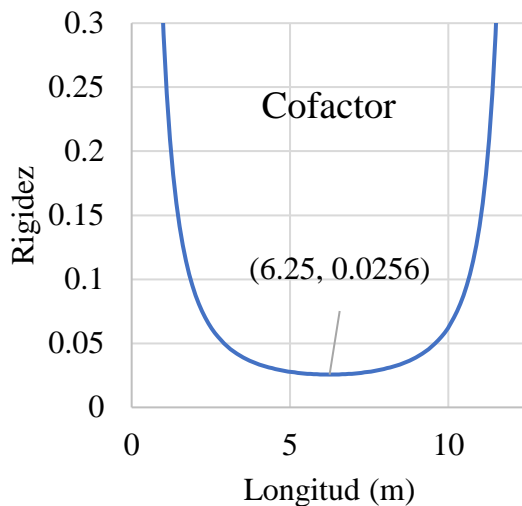


Figura 6. Cofactor de rigidez puente “El Testarazo”

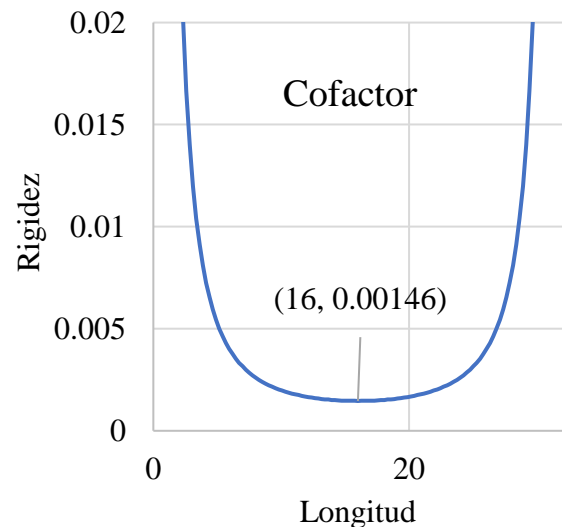


Figura 7. Cofactor de rigidez puente “El Gavil3n”

### 3.3. Procedimiento para obtener la rigidez real de la estructura.

Las mediciones en campo se hicieron usando una estructura de elevaci3n y descarga de las masas de excitaci3n, el equipo consiste en un esqueleto cuadr3pedo que permite elevar las masas mediante un winche con capacidad para 2250 N; el mecanismo de sujeci3n de los contenedores est3 formado por un electroim3n de 6 KN de capacidad que permite enganzar la masa de excitaci3n mediante gancho de seguridad con un grado de libertad a la torsi3n, (fig. 8).



Figura 8. Aspecto general del equipo de prueba de campo.

Se usaron contenedores de arena, con comportamiento plástico durante el impacto, para evitar el rebote; se fabricaron tres costales de 25, 50 y 75kg de capacidad, que se llenaron hasta alcanzar la masa de prueba; el impacto se logró elevando los costales a una altura promedio de 1.50m, posteriormente, se interrumpió el flujo eléctrico del electroimán que los sujetaba para soltarlos y producir el impacto en la superficie de rodamiento del puente; el resto del equipo consiste en un sensor de aceleración de baja frecuencia (0.2 Hz), con una sensibilidad de 500 mV/g , colocado al centro del claro que permitió obtener la respuesta del puente en tiempo real , además, una tarjeta de captura de 4 canales para recepción de 0 a 25 khz; la tarjeta permitió la captura de señales analógicas producidas por el sensor durante las mediciones. La tarjeta de captura se colocó sobre un chasis con capacidad para ocho tarjetas 11-30 V de 15 W, para operar de -40° a 70° C comunicado al puerto USB de la computadora portadora del software para procesar la señal analógica donde se obtuvieron los espectros de respuesta aceleración-tiempo de la estructura; las señales analógicas capturadas, se procesaron mediante el Software Labview Signal Express versión 3.0, licencia 501701A-00, que permitió la captura del espectro aceleración-tiempo en una matriz numérica en código ASCII formato TXT, en estado crudo para su procesamiento numérico. Los espectros aceleración-tiempo obtenidos se presentan en las figuras 9, 10 y los desplazamientos se obtuvieron integrando los espectros con los métodos Constant average acceleration and lineal acceleration method.

### 3.4. Resultado de las mediciones en campo.

Las figuras 9 y 10 presentan los espectros aceleración tiempo capturados durante las mediciones en campo.

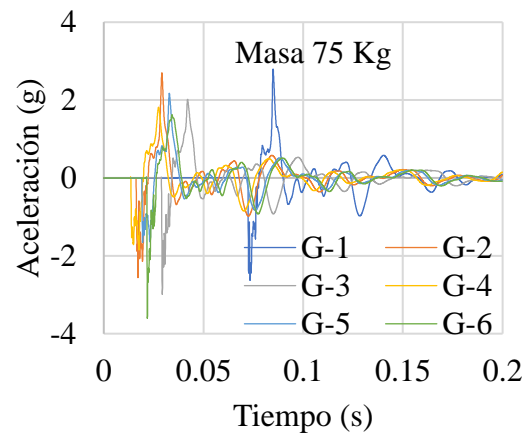
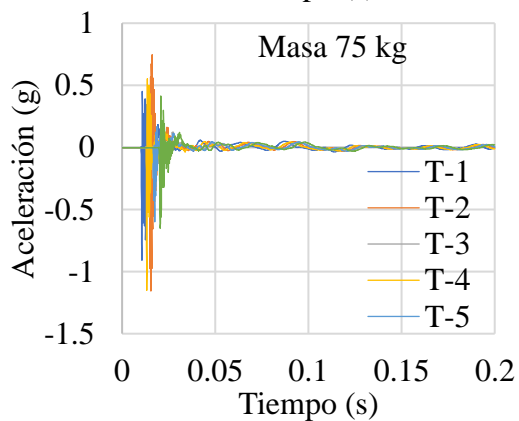
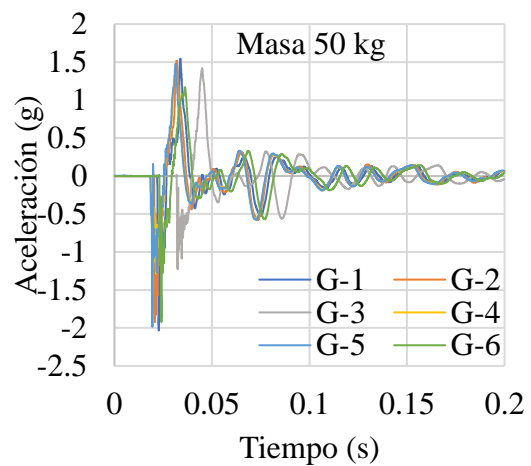
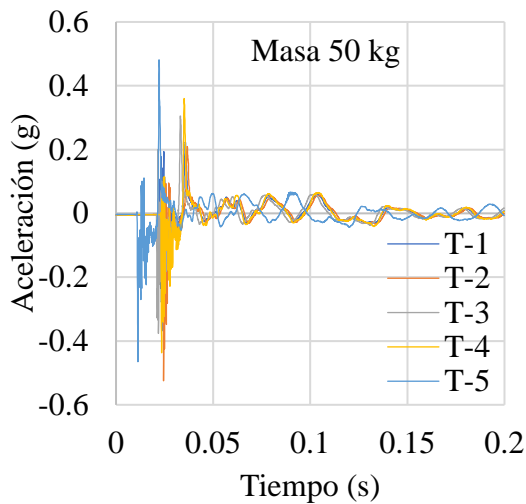
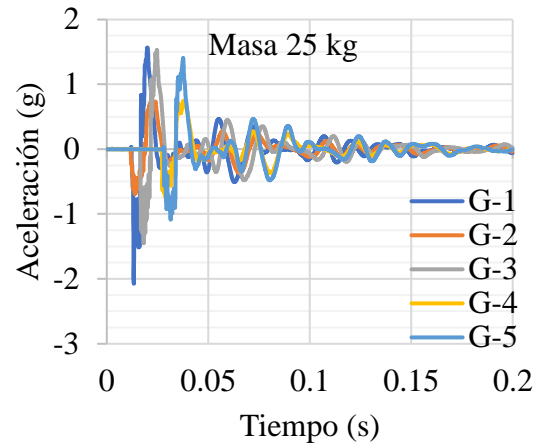
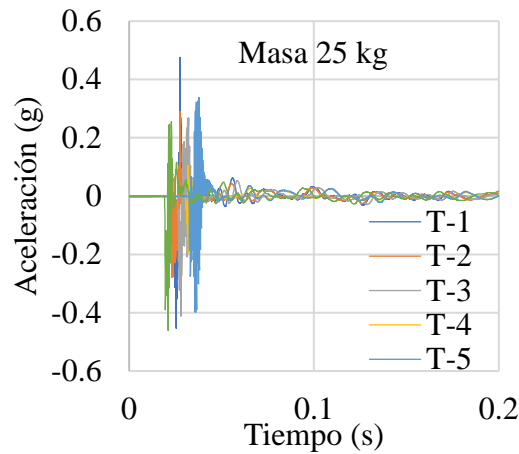


Figura 9. Espectro aceleración-tiempo real, puente “El Testarazo”

Figura 10. Espectro aceleración-tiempo real, puente “El Gavilán”

Los espectros de aceleración de las figuras 9 y 10, se sometieron a un tratamiento numérico, que consistió, primeramente, en la corrección de la línea base espectral, posteriormente, a la doble integración con los métodos ya descritos para obtener los desplazamientos máximos producidos por el impacto de las masas. En las tablas 3 y 4, se presentan los resultados que incluye la masa de

prueba, la altura de caída libre y los desplazamientos obtenidos del procesamiento numérico.

Tabla 3. Resultado de campo y post proceso numérico puente El Testarazo.

| MASA (Kg) | ALTURA (m) | DESPLAZAMIENTO (m) |
|-----------|------------|--------------------|
| 25        | 1.525      | -2.92927E-05       |
| 25        | 1.5        | -2.89101E-05       |
| 25        | 1.484      | -2.84981E-05       |
| 25        | 1.46       | -2.8037E-05        |
| 25        | 1.48       | -2.83313E-05       |
| 25        | 1.55       | -2.98126E-05       |
| 50        | 1.38       | -5.11297E-05       |
| 50        | 1.53       | -5.69176E-05       |
| 50        | 1.55       | -5.76141E-05       |
| 50        | 1.47       | -5.473E-05         |
| 50        | 1.548      | -5.7467E-05        |
| 50        | 1.56       | -5.77907E-05       |
| 75        | 1.51       | -8.83783E-05       |
| 75        | 1.49       | -8.69951E-05       |
| 75        | 1.5        | -8.74758E-05       |
| 75        | 1.51       | -8.85254E-05       |
| 75        | 1.49       | -8.7103E-05        |

Tabla 4. Resultados de campo y post proceso numérico puente El Gavilán

| MASA (Kg) | ALTURA (m) | DESPLAZAMIENTO (m) |
|-----------|------------|--------------------|
| 25        | 1.54       | -0.000167776       |
| 25        | 1.52       | -0.000141068       |
| 25        | 1.55       | -0.00017           |
| 25        | 1.5        | -0.00013734        |
| 25        | 1.53       | -0.000163631       |
| 50        | 1.5        | -0.000260161       |
| 50        | 1.53       | -0.000268009       |
| 50        | 1.52       | -0.000266636       |
| 50        | 1.5        | -0.00026644        |
| 50        | 1.54       | -0.000273797       |
| 50        | 1.5        | -0.000258101       |
| 75        | 1.67       | -0.000491775       |
| 75        | 1.5        | -0.000440763       |
| 75        | 1.52       | -0.000448023       |
| 75        | 1.4        | -0.000412609       |
| 75        | 1.39       | -0.000408783       |
| 75        | 1.41       | -0.000414767       |

### 3.5. Análisis estadístico de datos obtenidos en campo.

Para conocer la validez de los datos obtenidos en las mediciones realizadas a escala natural de los casos de estudio, se procedió al análisis de varianza o ANOVA; el propósito fundamental es conocer con el análisis bifactorial si los desplazamientos obtenidos son dependientes de la masa y de la altura en caída libre usadas en los ensayos y descartar la posibilidad de que otros factores hallan influido en los resultados. La hipótesis nula  $H_0$  asume que los resultados obtenidos son independientes de los factores de prueba; la hipótesis alternativa  $H_1$  asume que los resultados son dependientes de al menos uno de los factores, ambas, para un valor de confianza del 95%.

#### 3.5.1. Análisis de varianza para los datos de la tabla 3.

Tabla 5. Análisis de varianzas bifactorial “El Testarazo”.

|           | Grados de libertad | Suma de cuadrados | Promedio de los cuadrados | F         | Valor crítico de F | f          |
|-----------|--------------------|-------------------|---------------------------|-----------|--------------------|------------|
| Regresión | 2                  | 1.04213E-08       | 5.2107E-09                | 2866.0866 | 4.2148E-20         | 0.05146909 |
| Residuos  | 15                 | 2.72706E-11       | 1.818E-12                 |           |                    |            |
| Total     | 17                 | 1.04486E-08       |                           |           |                    |            |

Ya que la función de la distribución  $f < F$ , se descarta la hipótesis nula  $H_0$  y se acepta la hipótesis

alternativa; por lo que se afirma que los resultados de desplazamiento obtenidos son dependientes de al menos uno de los factores masa y/o altura de caída libre con un valor de confianza del 95%.

Tabla 6. Análisis de varianzas (masa-desplazamiento) “El Testarazo”.

| <i>Origen de las variaciones</i> | <i>Suma de cuadrados</i> | <i>Grados de libertad</i> | <i>Promedio de los cuadrados</i> | <i>F</i>  | <i>Probabilidad</i> | <i>Valor crítico para F</i> | <i>f</i> |
|----------------------------------|--------------------------|---------------------------|----------------------------------|-----------|---------------------|-----------------------------|----------|
| <b>Entre grupos</b>              | 20018.428                | 1                         | 20018.4283                       | 93.677634 | 5.0095E-11          | 4.1490974                   | 0.0039   |
| <b>Dentro de los grupos</b>      | 6838.2352                | 32                        | 213.694853                       |           |                     |                             |          |
| <b>Total</b>                     | 26856.663                | 33                        |                                  |           |                     |                             |          |

Al igual que el caso bifactorial, de los valores de la tabla 6, se descarta la hipótesis nula y se acepta la hipótesis alternativa ya que  $f < F$ ; se puede afirmar que los desplazamientos obtenidos son dependientes de la masa aplicada con un valor de confianza del 95%.

Tabla 7. Análisis de varianzas (altura-desplazamiento) “El Testarazo”.

| <i>Origen de las variaciones</i> | <i>Suma de cuadrados</i> | <i>Grados de libertad</i> | <i>Promedio de los cuadrados</i> | <i>F</i> | <i>Probabilidad</i> | <i>Valor crítico para F</i> | <i>f</i> |
|----------------------------------|--------------------------|---------------------------|----------------------------------|----------|---------------------|-----------------------------|----------|
| <b>Entre grupos</b>              | 19.17911772              | 1                         | 19.1791                          | 20252.1  | 2.061E-46           | 4.149097                    | 0.00399  |
| <b>Dentro de los grupos</b>      | 0.03030448               | 32                        | 0.00095                          |          |                     |                             |          |
| <b>Total</b>                     | 19.2094222               | 33                        |                                  |          |                     |                             |          |

Como se puede apreciar en la tabla 7,  $f < F$  que permite descartar la hipótesis nula, por lo que los desplazamientos obtenidos son dependientes de las alturas de caída de las masas con un valor de confianza del 95%.

### 3.5.2. Análisis de varianza para los datos de la tabla 4.

Tabla 8. Análisis de varianzas bifactorial “El Gavilán”.

|                  | <i>Grados de libertad</i> | <i>Suma de cuadrados</i> | <i>Promedio de los cuadrados</i> | <i>F</i> | <i>Valor crítico de F</i> | <i>f</i>    |
|------------------|---------------------------|--------------------------|----------------------------------|----------|---------------------------|-------------|
| <b>Regresión</b> | 2                         | 2.22636E-07              | 1.1E-07                          | 322.93   | 1.93519E-12               | 0.051481683 |
| <b>Residuos</b>  | 14                        | 4.82596E-09              | 3.4E-10                          |          |                           |             |
| <b>Total</b>     | 16                        | 2.27462E-07              |                                  |          |                           |             |

La tabla 8 presenta los resultados del análisis de varianza; como  $f < F$ , se descarta la hipótesis nula  $H_0$  y se acepta la hipótesis alternativa; por lo que se afirma que los resultados de desplazamiento obtenidos son dependientes de al menos uno de los factores masa y/o altura de caída libre con un valor de confianza del 95%.

Tabla 9. Análisis de varianzas (masa-desplazamiento) “El Gavilán”.

| <i>Origen de las variaciones</i> | <i>Suma de cuadrados</i> | <i>Grados de libertad</i> | <i>Promedio de los cuadrados</i> | <i>F</i> | <i>Probabilidad</i> | <i>Valor crítico para F</i> | <i>f</i>   |
|----------------------------------|--------------------------|---------------------------|----------------------------------|----------|---------------------|-----------------------------|------------|
| <b>Entre grupos</b>              | 22518.64                 | 1                         | 22518.6391                       | 105.37   | 1E-11               | 4.14909744                  | 0.00399430 |
| <b>Dentro de los grupos</b>      | 6838.235                 | 32                        | 213.694852                       |          |                     |                             |            |
| <b>Total</b>                     | 29356.87                 | 33                        |                                  |          |                     |                             |            |

Del análisis de la tabla 9, se descarta la hipótesis nula y se acepta la hipótesis alternativa ya que  $f < F$  ; se puede afirmar que los desplazamientos obtenidos son dependientes de la masa aplicada con un valor de confianza del 95%.

Tabla 10. Análisis de varianzas (altura-desplazamiento) “El Gavilán”.

| <i>Origen de las variaciones</i> | <i>Suma de cuadrados</i> | <i>Grados de libertad</i> | <i>Promedio de los cuadrados</i> | <i>F</i> | <i>Probabilidad</i> | <i>Valor crítico para F</i> | <i>f</i>  |
|----------------------------------|--------------------------|---------------------------|----------------------------------|----------|---------------------|-----------------------------|-----------|
| <b>Entre grupos</b>              | 19.31294                 | 1                         | 19.312944                        | 9230.5   | 6E-41               | 4.1490974                   | 0.0039943 |
| <b>Dentro de los grupos</b>      | 0.066953                 | 32                        | 0.0020922                        |          |                     |                             |           |
| <b>Total</b>                     | 19.3799                  | 33                        |                                  |          |                     |                             |           |

Como se ilustra en la figura 10,  $f < F$  ; se descarta la hipótesis nula, por lo que los desplazamientos obtenidos son dependientes de las alturas de caída de las masas con un valor de confianza del 95%.

La decisión respecto del análisis de varianza de los datos obtenidos en las mediciones de campo de ambos puentes; se puede afirmar que los resultados de los desplazamientos medidos dependen de las masas usada en el impacto y de sus las alturas de caída libre con un nivel de confianza del 95%, así mismo, se afirma, además, que son los factores de mayor influencia con una probabilidad mayor al 99%.

### 3.6. Estimación del factor de daño.

Del procesamiento numérico de las señales de las figuras 8 y 9, se obtuvieron los espectros de velocidad y de desplazamiento; conocidas las alturas de caída de las masas, se procedió a la construcción de las gráficas de energía cinética-desplazamiento, utilizando (9) para estimar la energía cinética. Las figuras 11 y 12, muestran las gráficas de energía cinética contra desplazamientos promedios para los dos casos de estudio.

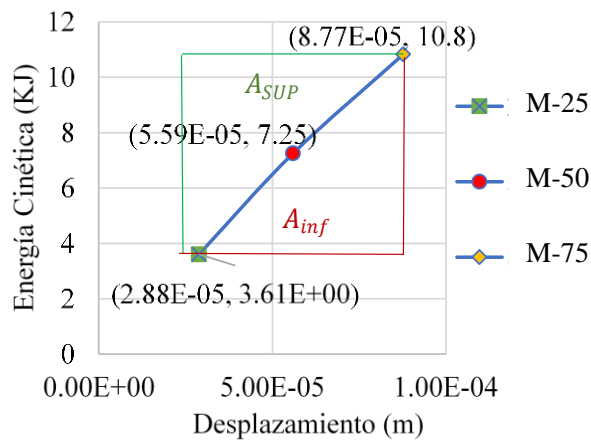


Figura 11. Relación Energía Cinética-desplazamiento, puente “El Testarazo”

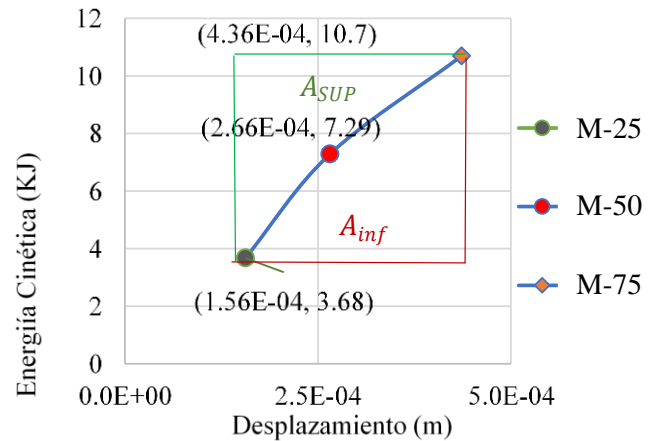


Figura 12. Relación Energía Cinética-desplazamiento, puente “El Gavilán”

Los valores obtenidos para la reducción por daño del momento de inercia conforme a (10) y (11), se presentan en la tabla 11; las áreas corresponden a las superficies superior e inferior de los 3 puntos.

Tabla 11. Valores de modificación para las propiedades geométricas (I).

| Puente                    | “El Testarazo”            | “El Gavilán”               |
|---------------------------|---------------------------|----------------------------|
| $\frac{A_{sup}}{A_{inf}}$ | $\frac{21.1165}{23.0434}$ | $\frac{89.50145}{114.803}$ |
| $\Delta K$                | 0.916                     | 0.78                       |

## 4. RESULTADOS

Para obtener las fuerzas efectivas que definieron los valores de la rigidez real presente resultado del impacto de las masas de las pruebas de campo, se aplicó (11); en la tabla 12 y se presentan los resultados de las fuerzas y los desplazamientos promedio obtenidos que se usaron para obtener los valores promedio de la rigidez puntual real presente de las superestructuras de los casos de estudio.

Tabla 12. Valores de fuerzas efectivas y desplazamientos promedio.

| PUENTE       | $L$<br>(m) | $E$<br>(Mpa) | $I_{crt}$<br>( $m^4$ ) | $I_D$<br>( $m^4$ ) | $\sum_{i=1}^n \delta_i$ (m) | $\overline{F_R}$<br>(N) |
|--------------|------------|--------------|------------------------|--------------------|-----------------------------|-------------------------|
| El Testarazo | 12.50      | 23414        | 0.1108                 | 0.1015             | 0.0000876954                | 5121.88                 |
| El Gavilán   | 32.00      | 23414        | 1.199                  | 0.9352             | 0.00043612                  | 13988.70                |

Con los valores promedio de los desplazamientos y las fuerzas reales obtenidas, aplicando (12) se obtuvieron los valores de la rigidez real de los elementos en estudio. El contraste se realizó con los valores obtenidos del producto de  $EI$  por los cofactores de la invariante de rigidez ilustrado en las figuras 6 y 7, respectivamente, para cada puente; los resultados se presentan en la tabla 13.

Tabla 13. Valores de rigidez real, rigidez de diseño y porcentaje de daño.

| PUENTE       | Masa (kg) | $\bar{\delta}/100$ (m) | $\bar{F}_r$ (N) | $\bar{K}_R$ (MN/m) | $K_E$ (MN/m) | $d_e$ (%) |
|--------------|-----------|------------------------|-----------------|--------------------|--------------|-----------|
| El Testarazo | 75        | 0.00876955             | 5121.88         | 58.405             | 66.432       | 12.08     |
| El Gavilán   | 75        | 0.043612               | 13988.70        | 32.075             | 41.136       | 22.03     |

Valorando el estado de los casos de estudio, es importante aclarar que el índice de daño para estructuras sanas, debe tener valor nulo; conforme a la tabla 14 que resume los resultados obtenidos, se afirma lo siguiente: Para el puente “El Testarazo” construido con losas sólidas, el valor del índice de daño es de 12.08%, lo que indica que la estructura posee un 87,9% de su capacidad original; se puede interpretar que, durante la vida de servicio, la superestructura ha perdido rigidez en un 12.08% respecto al estado original, acumulando daño irreversible, tal como se manifiesta en su patología por la flecha excesiva y el agrietamiento transversal alternante al centro del claro. La evidencia que presenta la fig. (10), donde se aprecia que los tres puntos obtenidos para las distintas masas forman dos líneas con distintas pendientes con comportamiento decreciente, demostrando que el estado de la estructura superó el límite de proporcionalidad. El caso del puente “El Gavilán” construido con vigas, losas y diafragmas de concreto reforzado con un esviajamiento de 48°, el índice de daño resultante es del 22.03% lo que indica que posee una capacidad del 77.97% respecto a su capacidad de diseño, que coincide con el agrietamiento y las flechas excesivas existentes en la estructura. Es importante aclarar que la rigidez al desplazamiento vertical depende de la contribución a flexión y a torsión (Deng Kai, 1998); bajo esta consideración, el índice de daño calculado expresado en la tabla 13, incluye la reducción en la rigidez a flexión y a torsión, mas no es posible distinguir que porcentaje le corresponde a cada grado de libertad.

## 5. CONCLUSIONES

El uso de la invariante de rigidez permitió obtener valores de índice de daño de los casos de estudio acorde a sus condiciones físicas. El procedimiento es relativamente sencillo, sobre todo cuando se cuenta con la información usada en su construcción. La facilidad en el análisis para obtener los datos de contraste, así mismo, la facilidad con las que se obtienen los valores de rigidez real en tiempo presente, son las principales ventajas del método. Las desventajas que se tienen, sobre todo, corresponden a la etapa de medición en campo, ya que se requiere condiciones ambientales de temperatura constante y en ausencia de viento. Otra desventaja es que para puentes esviajados, se requiere un análisis más refinado para la obtención de la invariante de rigidez, ya que con el procedimiento propuesto no se aprecia los porcentajes de reducción que le corresponde tanto a la rigidez por flexión como a la rigidez por torsión.

El método se rige por principios energéticos, puede ser usado en estructuras de concreto reforzado y presforzado con una aproximación aceptable, pues la cuantía de la energía de deformación incluye el área de la región que forma las secantes con la curva real fuerza-desplazamiento y corresponde al error del método; dicho error, es una pequeña porción del trabajo realizado que se le suma a la energía de deformación, por lo que las masas de prueba se deben escoger con incrementos lo más pequeños posible a fin de minimizar el error o en su defecto, estimar el error ajustando logísticamente los tres puntos y obtener el área de los arcos pare ser restados de la energía de deformación y sumados al trabajo realizado. El desarrollo del ajuste por error queda fuera del alcance del presente trabajo.

Otra de las condiciones en el uso del método, consiste en que el peso propio de la estructura, debe ser una parte importante de la carga de servicio por lo que se recomienda para su uso en puentes de losas y trabes.



## 6. REFERENCIAS

- Balmes, E., Corus, M., Siegert, D. (1998). *Modeling thermal effects on bridge dynamic responses*, Ecole Centrale Paris/MSSMat, SDTools, LCPC, [balmes@sdtools.com](mailto:balmes@sdtools.com).
- Carrión Viramontes, F. J., Lozano Guzmán, A., Fabela Gallegos, M., Vázquez Vega, D., Romero Navarrete, J. A. (1999). “*Evaluación de puentes mediante el análisis de vibraciones*”, Instituto Mexicano del Transporte, Publicación Técnica No. 132, ISSN: 0188-7297. URL: <http://www.imt.mx/archivos/Publicaciones/PublicacionTecnica/pt132.pdf>
- Crespo Sánchez, S. E., Carrión Viramontes, F., Quintana Rodríguez, J. A., Hernández Guzmán, A., López López, J. A. (2013), “*Análisis del deterioro estructural por fatiga y prognosis de un puente típico de concreto utilizando simulación MonteCarlo*”, Instituto Mexicano del Transporte, Publicación Técnica No. 379, ISSN: 0188-7297, URL: <https://imt.mx/archivos/Publicaciones/PublicacionTecnica/pt379.pdf>
- Deng, K. (1998), “*Dynamic response of certain types of highway bridges to moving vehicles*”, Phd. Thesis, The Doctor of Philosophy program in Civil and Environmental Engineering is a joint program with the University of Ottawa administered by The Ottawa-Carleton Institute for Civil Engineering. URL: <https://www.collectionscanada.gc.ca/obj/s4/f2/dsk2/ftp02/NQ37062.pdf>
- Singer, F. L. (1975), “*Engineering Mechanics: Statics and Dynamics*”, Third Edition, Harper & Row, New York, I.S.B.N. 968-6034 16-1.
- Imhof, D. (2004). *Risk assessment of existing bridge structures*. (Doctoral thesis) University of Cambridge. <https://doi.org/10.17863/CAM.19092>
- Valdés, J., De la Colina, J. (2008). *Análisis de la Amplificación Dinámica de la Carga Viva en Puentes con Base en Pruebas Experimentales*. Revista Tecnológica - ESPOL, 21(1), 149 – 156. Recuperado a partir de <http://www.rte.espol.edu.ec/index.php/tecnologica/article/view/150>
- Luthe, R. (1971), “*Análisis Estructural*”, Representaciones y Servicios de Servicios de Ingeniería, S. A. México.
- Maldonado, E., Canas, J., Casas, J., Pujades, L. (1998), *Respuesta de puentes frente a acciones sísmicas*, Monograph Series in Earthquake Engineering, editor A. H. Barbat. MIS27, ISBN: 84-89925-23-2, URL: [https://www.scipedia.com/public/Maldonado\\_et\\_al\\_2019a](https://www.scipedia.com/public/Maldonado_et_al_2019a)
- Munirudrappa, N., Dhrujavara Iyengar, H. N. (1999), “*Dynamic Analysis of Continuous Span Highway bridge*”, ISET Journal of Earthquake Technology, No. 392, 36 (1), 73 – 84. URL: <http://home.iitk.ac.in/~vinaykg/Iset392.pdf>
- Park, R., Paulay, T. (1988), “*Estructuras de Concreto Reforzado*”, Editorial Limusa, S. A. de C. V. México, D. F., Cuarta reimpresión, I.S.B.N. 968-18-0100-8.
- Perdomo, M. E., Castro, L., Picón, R., Marante, M. E., Flórez-López, J. (2006). *Modelo de daño para elementos de concreto armado sometidos a corte y flexión*. Revista de la Facultad de Ingeniería Universidad Central de Venezuela, 21(4), 23-36. ISSN 0798-4065.
- Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas (1980), “*Puentes para Carreteras. Proyectos Tipo de Elementos de Concreto Reforzado. Parte I.*”, Cuarta colección. Diciembre de 1980, México, Editado por SAHOP.
- Timoshenko, S., Woinowsky-Krieger, S. (1989), “*Theory of plates and Shells*”, Second edition, McGRAW-HILL BOOK COMPANY, New York, ISBN 0-07-064779-8.
- Vélez Gómez, W. H., Riveros Jerez, C. A. (2011), “*Caracterización dinámica en condiciones de excitación natural de puentes de concreto reforzado*”, Vector, 6, 36 – 44.

## Verificación de seguridad de la fatiga de puentes en hormigón armado según ABNT NBR 6118:2014

M. D. Rossato<sup>1\*</sup>, G. S. Munhoz<sup>2</sup> , R. B. P. dos Santos<sup>1</sup>, L. M. O. Scoz<sup>1</sup>

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

DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v11i2.515>

Recepción: 16/09/2020 | Aceptación: 20/01/2021 | Publicación: 01/05/2021

### RESUMEN

En este estudio, se verificó la seguridad a la fatiga de un puente proyectado en 1987 según la normativa brasileña vigente. Se construyó un modelo estructural para determinar y verificar la sección más crítica considerando el modelo estándar brasileño y el espectro de vehículos en la literatura. Según el método de variación de esfuerzos, se concluye que el hormigón sometido a compresión cumple con los criterios, pero la sección de acero no es suficiente para resistir los esfuerzos cortantes y de flexión. Por la regla de Palmgren-Miner, la vida útil a la fatiga de las armaduras sometidas a flexión es de 13,91 años. Es necesario un análisis más detallado de la estructura y del espectro de carga para confirmar estos resultados.

**Palabras clave:** fatiga; puente; regla de Palmgren-Miner; vida útil.

**Citar como:** Rossato, M. D., Munhoz, G. S., P. dos Santos, R. B., Scoz, L. M. (2021), "Verificación de seguridad de la fatiga de puentes en hormigón armado según ABNT NBR 6118:2014.", Revista ALCONPAT, 11 (2), pp. 109 – 123, DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v11i2.515>

<sup>1</sup> Departamento de Engenharia Civil, Escola do Mar, Ciência e Tecnologia, Universidade do Vale do Itajaí - UNIVALI, Itajaí, Brasil.

<sup>2</sup> Departamento de Construção Civil, Universidade Federal do Paraná - UFPR, Curitiba, Brasil.

#### Contribución de cada autor

En este trabajo, Mateus Damo Rossato: Conceptualización, Metodología, Redacción - Borrador original. Guilherme da Silva Munhoz: Escritura - Revisión y edición, Visualización. Lucas Matheus de Oliveira: Validación. Análisis formal. Rúbia Bernadete Pereira dos Santos: Supervisión.

#### 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.

## **Safety verification of fatigue of bridges in reinforced concrete according to ABNT NBR 6118,2014.**

### **ABSTRACT**

In this case study, the fatigue security of a bridge designed in 1987 was examined considering the current Brazilian standard. A structural model was developed to determine and verify fatigue security in the most critical section considering the Brazilian Load Model and the literature's vehicle spectrum. According to the stress variation method, it concludes that the concrete submitted to compression meets the minimum criteria, but the steel section is not enough to resist shearing and flexural stresses. Pursuant to the Palmgren-Miner rule, the fatigue service life of the reinforcement's bars under flexural stress is 14,91 years. A more detailed structural analysis of the bridge and the vehicle spectrum is necessary to confirm these results.

**Keywords:** fatigue; bridge; Palmgren-Miner rule; service life.

## **Verificação de Segurança à fadiga de pontes em concreto armado conforme ABNT NBR 6118, 2014.**

### **RESUMO**

Nesse estudo de caso, a segurança à fadiga de uma ponte projetada em 1987 foi verificada segundo a norma vigente brasileira. Elaborou-se um modelo estrutural para determinar e verificar a seção mais crítica considerando o trem-tipo e o espectro de veículos da literatura. Segundo o método de limitação de variação de tensões, conclui-se que o concreto sujeito à compressão atende aos critérios, mas a área de aço não é suficiente para combater os esforços cortante e de flexão. Pela regra de Palmgren Miner, a vida útil à fadiga nas armaduras sujeitas à flexão é de 14,91 anos. Uma análise mais detalhada da estrutura e do espectro de veículos é necessária para reiterar tais resultados.

**Palavras-chave:** fadiga; ponte; regra de Palmgren-Miner; vida útil.

### **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 del título de la revista 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, Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310.

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 Brasil, el transporte de bienes y personas es realizado, mayoritariamente, por medio de una vasta red de carreteras, con aproximadamente 1,7 millones de kilómetros de extensión. El movimiento de cargas en esta forma corresponde al 61% da matriz nacional de transportes (CNT, 2018). En este contexto, (Baroni, 2010) defiende que las obras de arte especiales (OAEs) - puentes y viaductos - son elementos fundamentales del sistema de transportes, y asegurar su funcionalidad, seguridad y durabilidad es de suma importancia.

En las últimas décadas, la falta de políticas de mantenimiento y reparación de las OAEs en Brasil ha contribuido a acelerar el proceso de desgaste y deterioro de esas estructuras. Gran parte de los puentes brasileños fue construida entre los años 50 y 70 y, por tanto, proyectadas por normas que no preveían las cargas, ni la intensidad del tráfico existentes actualmente (Silva et.al., 2018).

Los principales daños que comprometen el desempeño de las OAEs están relacionados con la corrosión, el impacto físico y la erosión de cimentaciones. Entretanto, (Fathalla et.al., 2018) apuntan que la vida útil de puentes y viaductos también está directamente asociada a las variaciones cíclicas de tensión debido al tráfico de vehículos. (Hobbacher et.al., 2016) apunta que después de un determinado número de ciclos de carga-descarga, se produce la formación y la propagación de fisuras que pueden llevar al colapso de la estructura por fatiga. (Gao et.al., 2020) estudiaron la vida útil a la fatiga (VUF) de puentes con estructuras mistas acero-concreto y observaron que, en ese caso, la resistencia del concreto tiene poco impacto en la determinación de la VUF. Eso fue reiterado por (Santos, 2013), que probó que el colapso por fatiga puede acontecer con tensiones inferiores al límite elástico del conjunto acero-concreto.

La norma (ABNT NBR 6118, 2014) es utilizada para evaluar los daños en estructuras de concreto debido a las acciones cíclicas. Esto describe los criterios que deben ser adoptados para la verificación del estado límite último a la fatiga (método de vida ilimitada) y del estado límite de servicio. En ese caso, la verificación a la fatiga por medio de la limitación de tensiones es recomendada, haciendo uso de las cargas presentes en la (ABNT NBR 7188, 2013).

La carga propuesta por la norma brasileña (ABNT NBR 7188, 2013), que aborda las cargas móviles para puentes de carreteras y que substituyó a la (ABNT NBR 7188, 1984), no presenta configuraciones sobre el tráfico de vehículos reales, sino una carga hipotética, denominada tren estándar brasileño. Además de eso, es prevista una carga uniformemente distribuida por unidad de área, con el objetivo de representar el paso de vehículos leves o multitud. Excepcionalmente, en caso que el espectro de cargas esté disponible, se puede utilizar la regla de Palmgren-Miner, que también permite determinar la vida útil de la estructura a la fatiga. Según ese método, se supone que los daños a la fatiga se acumulan linealmente con el número de ciclos siendo esos daños denominados, conforme (Fan y Sun, 2019), como el proceso de deterioro que culmina con la reducción del área resistente de la sección transversal.

Ese estudio fue desarrollado con el objetivo de verificar la seguridad a la fatiga de un puente proyectado en 1987 conforme la (ABNT NBR 6118, 2014). Fueron utilizados dos métodos, limitación de variación de tensiones y vida útil a la fatiga. Para esto, se estudió la situación más crítica de la estructura – la viga longitudinal en el medio del vano central.

## 2. CONTEXTUALIZACIÓN

### 2.1. El mecanismo de fatiga en el deterioro de puentes

De acuerdo con (Yadav y Thapa, 2020), la fatiga es un mecanismo de falla estructural que ocurre en un material sometido a variaciones de tensiones repetitivas, o sea, que oscilan de forma intermitente durante un determinado intervalo de tiempo. El conjunto de etapas de carga y descarga es denominado ciclo. Varios ciclos culminan con el surgimiento de microfisuras o con la

propagación de microfisuras preexistentes, pudiendo causar el colapso de la estructura (Cervo, 2004). Cuanto mayor sea la magnitud de las cargas intermitentes, menor será el número de ciclos necesarios para romper la estructura (BT/PCC, 2000).

Los puentes y los viaductos son estructuras sujetas al fenómeno de fatiga por la acumulación de daños causados por la actuación de ciclos no uniformes de variación de tensión ocasionados por el paso de vehículos con diferentes características. La verificación de ese fenómeno en estructuras de obras de arte especiales, principalmente en situaciones de tráfico intermitente, es esencial para garantizar la seguridad estructural (Santos e Pfeil, 2014).

(Callister William, 2008) afirman que la ruptura por fatiga es de naturaleza frágil, o sea, existe poca (o ninguna) deformación plástica generalizada. De modo general, el colapso ocurre con la propagación de fisuras, y con la superficie de fractura perpendicular a la dirección de aplicación de la tensión. Sin embargo, en el ámbito del concreto, el (Comité Euro-International du Béton, 1988) defiende que no existe colapso exclusivamente por fatiga. En ese caso, la ruptura de las estructuras de concreto ocurre debido al deterioro progresivo de las fisuras causadas por la carga cíclica.

Considerando las estructuras en concreto armado, (Meneghetti, 2007) comprobó que la fatiga de las armaduras, normalmente, no es un factor relevante. Sin embargo, debido al empleo cada vez mayor de estructuras sujetas a cargas cíclicas y dimensionadas con base en el estado de ruptura (estado límite último), es importante que los efectos asociados a la fatiga sean analizados.

## 2.2. Durabilidad y vida útil a la fatiga

La norma (ACI 318, 2019) resalta que la durabilidad de las estructuras se refiere a la capacidad de resistir los procesos de degradación, preservando su integridad cuando es expuesta al ambiente para el cual fue proyectada. En ese contexto, la norma brasileña (ABNT NBR 15575, 2013) define vida útil de proyecto (VUP), como el intervalo de tiempo en el cual la estructura mantiene sus requisitos de durabilidad y desempeño, atendiendo los objetivos para los cuales fue propuesta. De acuerdo con (Branco y Paulo, 2012), una estructura alcanza su VUP cuando son detectadas manifestaciones patológicas (estéticas o estructurales) que perjudican su desempeño. Sin embargo, existen operaciones de mantenimiento que permiten restaurar la vida útil de las estructuras deterioradas.

Al contrario del término VUP, que aborda la vida útil de la estructura como un todo, la VUF es más restricta, y está asociada específicamente al intervalo de tiempo necesario para que las tensiones cíclicas promuevan y propaguen la fisuración en el elemento estructural. (Baroni, 2010) defiende que la VUF no culmina, necesariamente, con el colapso de la estructura, sino con fisuras en dimensiones críticas que pueden ser objeto indirecto de la falla. De esa forma, a lo largo de la VUP de puentes y viaductos, el tráfico de vehículos no debe promover variaciones excesivas de tensiones que provoquen el debilitamiento de la estructura frente a la fatiga.

## 3. METODOLOGÍA

### 3.1. Caracterización del puente sobre el Rio Chapecó

El puente sobre el Rio Chapecó fue proyectado en 1987, con el objetivo de interconectar las ciudades de Xaxim y São Domingos, ambas en el estado de Santa Catarina - Brasil. El puente en estudio posee 170 m de extensión total (longitudinalmente), distribuidos en 3 vanos centrales de 33,60 m, 2 vanos de 28,00 m (uno para cada lado) y 2 vanos de 6,60 m, uno en cada extremo.

El tablero del puente posee un ancho total de 9,00 m, de los cuales 7,20 m son destinados a las fajas de rodamiento, y dos fajas de 0,90 m (una en cada borde) son destinadas a la circulación de peatones y ciclistas. La losa del tablero está apoyada sobre dos vigas longitudinales (30x170 cm), seis vigas transversales de sección 30x170 cm (una en cada apoyo), y diez vigas transversales de sección 30x170 cm (dos en cada vano – con excepción de los vanos en los extremos). El perfil transversal del vano central del puente es ilustrado en la Figura 1A. Para la confección de las vigas fue utilizado

concreto con resistencia característica a la compresión de 20 MPa y acero CA-50 para las armaduras.

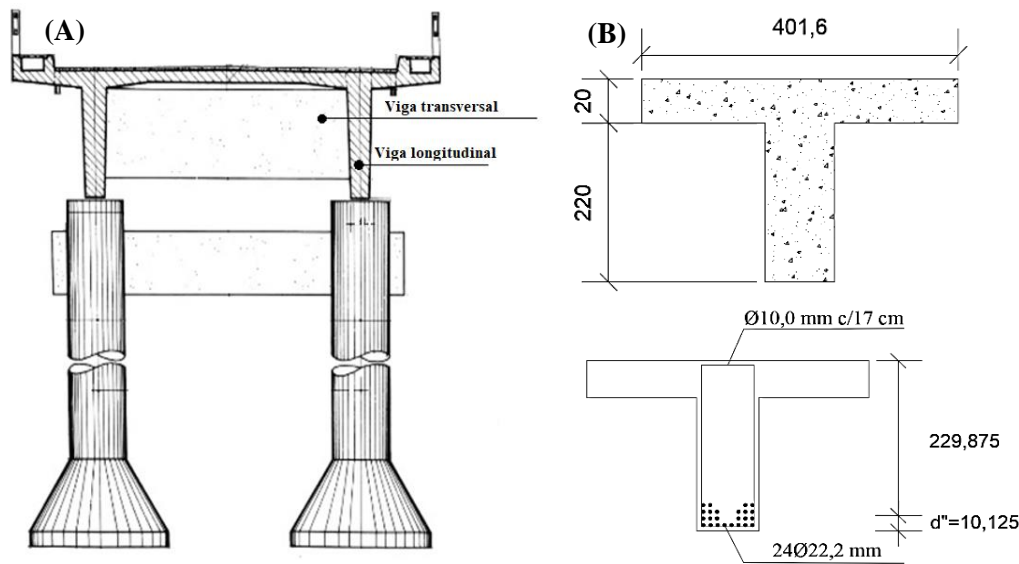


Figura 1. (A) Perfil transversal del puente sobre el Rio Chapecó; (B) Sección transversal, en centímetros, del tramo investigado de la Viga longitudinal (Adaptado del Departamento de Estradas e Rodagem de Santa Catarina, 1987).

Un análisis estructural preliminar del puente reveló que la condición más crítica frente a la fatiga se produce en el medio de los vanos centrales del puente. Siendo así, se optó por determinar la VUF de las vigas longitudinales presentes en esa sección (Figura 1B).

### 3.2. Determinación de los esfuerzos actuantes

El modelo estructural fue construido considerando las cargas permanentes y móviles, y los respectivos coeficientes de ponderación de las cargas verticales (*CPV*), conforme la (ABNT NBR 7188, 2013). La determinación de la línea de influencia y de la envolvente de solicitaciones fue realizada por medio del software Ftool (2018), que permite el análisis de estructuras en el plano. Conforme recomienda la norma brasileña (ABNT NBR 6118, 2014), para la verificación a la fatiga, los esfuerzos solicitantes en el acero y concreto fueron determinados en régimen elástico, y el cálculo de las tensiones causadas por la flexión compuesta, en el Estado II – desconsiderando la resistencia a la tracción del concreto. Con relación a los momentos flectores, fue adoptada la combinación de acciones para el estado límite de servicio (ELS) a la fatiga, indicado por la respectiva norma.

Para la determinación del momento resistente y de los demás esfuerzos actuantes en la estructura fueron utilizadas las ecuaciones de equilibrio de fuerzas y las de (Pfeil, 1989), respectivamente. En cuanto al cálculo de las tensiones actuantes en las armaduras longitudinales y concreto, se adoptaron las ecuaciones (1) – (2), de (Süssekind, 1980), y Ecuación (3) de la (ABNT NBR 6118, 2014) para las armaduras transversales ( $\alpha=90^\circ$ ).

$$\sigma_s = n * \frac{M * (d - x)}{I_{II}} \quad (1)$$

$$\sigma_c = \frac{M * x}{I_{II}} \quad (2)$$

$$\sigma_v = \left( \frac{V_d - V_c}{0,9 * A_{sw} * d} \right) * S_w \quad (3)$$

Donde  $\sigma_s$  representa la tensión en las armaduras traccionadas ( $\text{kN/cm}^2$ );  $n$  es la división entre el módulo de elasticidad del acero y del concreto;  $M$  es el momento de inercia ( $\text{kN.cm}$ );  $d$  es la distancia de la cara comprimida al centro de gravedad de las armaduras traccionadas ( $\text{cm}$ );  $x$  es la línea neutra ( $\text{cm}$ );  $I_{II}$  representa la inercia equivalente en el Estado II ( $\text{cm}^4$ );  $\sigma_c$  es la tensión de compresión en el concreto ( $\text{kN/cm}^2$ );  $\sigma_v$  es la tensión en las armaduras transversales ( $\alpha=90^\circ$ ) ( $\text{kN/cm}^2$ );  $V_d$  es el esfuerzo cortante de proyecto que actuará en los estribos ( $\text{kN}$ );  $V_c$  es el esfuerzo cortante absorbido por mecanismos complementares (concreto); y,  $A_{sw}$  es el área de acero transversal necesaria a lo largo de 1 m ( $\text{cm}^2/\text{m}$ ).

Un análisis estructural reveló que el medio del mayor vano de la estructura presentaba el punto de mayor variación de tensión para las armaduras sujetas a flexión y cizallamiento, y para el concreto sometido a compresión simple. Así, la verificación a la fatiga – según los criterios de la (ABNT NBR 6118, 2014) – fue realizada sobre esa sección (condición crítica). En cuanto a la variación de tensión, esa es la diferencia entre la máxima y la mínima tensión calculada, caso esos valores tengan signos contrarios, la diferencia será entre 0 (cero) y el mayor valor en módulo. En caso de puentes, esa variación de tensión será la relación entre los esfuerzos actuantes debido a las cargas permanentes con las ocasionadas por las cargas móviles y las cargas permanentes.

Además de eso, se creó el modelo de la estructura con los estados de cargas especificados en la (ABNT NBR 7188, 1984 y NB-2, 1961), a fin de comprobar que el puente fue proyectado conforme las normas vigentes en la época. Eso también permitió validar el método de cálculo de la resistencia de las armaduras por medio de las ecuaciones de equilibrio de fuerzas y el modelo representativo del puente.

### 3.3. Verificación de seguridad a la fatiga

La verificación de seguridad a la fatiga del puente fue realizada conforme las orientaciones de la (ABNT NBR 6118, 2014) por dos metodologías: limitación de tensiones y VUF. En cuanto a la primera metodología, deben ser consideradas la verificación por el estado límite último (ELU) a la fatiga (método de vida ilimitada) y el estado límite de servicio. En este trabajo, solo será realizada adoptándose la estructura en el ELU.

#### 3.3.1 Limitación de tensiones

La verificación de seguridad a la fatiga por el método de limitación de tensiones fue realizada conforme las normas vigentes para evaluar la seguridad de la estructura frente a los daños causados por acciones cíclicas. La verificación de seguridad siguió las recomendaciones de la (ABNT NBR 6118, 2014), y fue realizada considerando la combinación frecuente de acciones, conforme la (ABNT NBR 8681, 2004). El cálculo de las cargas móviles fue realizado conforme el tren estándar brasileño de la (ABNT NBR 7188, 2013), posicionado en el punto más desfavorable de la estructura. Conforme recomienda la (ABNT NBR 6118, 2014), la verificación fue realizada en el concreto sujeto a compresión y en las armaduras sujetas a la flexión y cizallamiento. El análisis estructural no identificó esfuerzos de tracción en el punto estudiado, por tanto, la verificación de seguridad del concreto sujeto a tracción fue despreciada.

### 3.3.2 Vida útil a la fatiga

La verificación de la VUF del puente fue realizada para las armaduras sujetas a flexión, en el medio del mayor vano. Esta, tuvo como base la (ABNT NBR 6118, 2014), que presenta la curva S-N para las armaduras de estructuras de concreto armado. De acuerdo con (Bolotin, 1998), las curvas de fatiga fueron introducidas en 1860 por el alemán August Wöhler. La curva relaciona la magnitud de los ciclos de tensión y el número de ciclos necesarios para llevar el material a la ruptura.

Según la (ABNT NBR 6118, 2014), para utilizar un espectro real de cargas (o de la literatura), se debe considerar la regla de Palmgren-Miner, que relaciona el número  $N$  (número de ciclos para romper la estructura por fatiga, para cierta variación de tensión), con el número de ciclos experimentados ( $n$ ). Así, el cálculo de VUF es dado por la Ecuación (4). De acuerdo con (ACI 215R-74, 1997; Nussbaumer et. al., 2011), los daños por fatiga deben ser acumulados de forma lineal, asumiendo el fin de la vida útil cuando la sumatoria sea igual a 1.

$$VU = \frac{1}{D} \quad (4)$$

Donde  $VU$ : representa la vida útil; y  $D$ : daño acumulado.

Para la frecuencia de paso de los vehículos, se adoptó la presentada por (Rossigali, 2013). Y, en cuanto al número de ciclos  $N$  (daño) del acero, este fue calculado de acuerdo con las Ecuaciones (5) – (6), propuestas por (Bolotin, 1998) y oriunda de curvas S-N como la presente en la (ABNT NBR 6118, 2014).

$$D = \frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \frac{n_3}{N_3} + \dots = \sum_{i=1}^m \frac{n_i}{N_i} = \int \frac{dn}{N} \leq 1 \quad (5)$$

$$N = N_b * \left( \frac{S_b}{S} \right)^m \quad (6)$$

Donde  $D$ : representa el daño acumulado;  $n_i$ : número de ciclos aplicados en el  $i$ -ésimo nivel de tensión;  $N_i$ : vida en fatiga del  $i$ -ésimo nivel de tensión que corresponde al número de ciclos hasta la falla en ese nivel;  $N$ : número de ciclos asociados a la ruptura por fatiga;  $N_b$ : constante adimensional que viene de las curvas S-N, de la Norma (ABNT NBR 6118, 2014);  $S_b$ : constante con unidad de tensión;  $S$ : tensión en el material; y,  $m$ : exponente de la curva de fatiga.

Todos los valores de las cargas de cada vehículo fueron mayorados por los  $CPV$  de la (ABNT NBR 7188, 2013). Por consiguiente, se insertó de forma individual la carga para las respectivas tipologías del espectro del tráfico de la literatura, conjuntamente con el peso propio de estructura, determinándose los momentos flectores máximos y mínimos en el medio del mayor vano.


Conforme orientación de la (ABNT NBR 6118, 2014), se adoptó el índice de la relación del módulo de elasticidad del acero ( $E_s$ ) y del concreto ( $E_c$ ) como 10; y se ignoró el daño causado por vehículos con cargas inferiores a 30 kN. En cuanto a la línea neutra ( $X_{II}$ ) y la inercia ( $I_{II}$ ) de la sección en el Estado II, y la distancia de la cara comprimida de la viga al centro de gravedad de las armaduras traccionadas ( $d$ ), estos serán los mismos utilizados en la verificación a la fatiga por limitación de variación de tensión.

Dado que la determinación de la VUF fue realizada para las armaduras a flexión de la viga longitudinal, se utilizó la Ecuación 1 para la determinación de la tensión actuante en las mismas debido a las cargas de vehículos y peso propio.



En cuanto a la caracterización del espectro de vehículos, esa fue realizada con base en la literatura con el objetivo de determinar la carga actuante sobre la estructura y la VUF. Considerando la imposibilidad de realizar la medición del tráfico de vehículos actual, se utilizó la base de datos descrita por (Rossigali, 2013; Santos, 2013). Según los autores, el tráfico pesado de vehículos comerciales puede ser representado por 27 clases con diferentes dimensiones (longitudinal y transversal), diferentes distancias entre ejes, y diferentes cargas por eje. Un ejemplo de las características de una de las 27 clases estudiadas (2CC) es presentado en la Tabla 1. La caracterización de los vehículos pesados que trafican en el sistema de carreteras brasileño, descrita por (Rossigali, 2013; Santos, 2013), fue realizada en diferentes intervalos (1999 - 2011) y con el auxilio de diferentes administradoras de carreteras.

Tabla 1. Frecuencia relativa de la clase de vehículo 2CC, por faja de peso.

| Silueta   | Dimensiones del vehículo y sus ejes   | Faja de peso | Peso total (kN) | Frecuencia absoluta (%) | Volumen (vehíc/día) | Frecuencia relativa (%) |
|---|---|--------------|-----------------|-------------------------|---------------------|-------------------------|
|  | 2 ejes simples siendo: 1 eje de ruedas a 1,20 m de la delantera; 1 eje de ruedas dobles a 3,84 m del primer eje; Eje trasero = 1,75 m; Ancho total = 2,20 m; Distancia transversal entre ruedas adyacentes = 0,25 m; Bitola de los ejes (distancia entre los centros de ruedas) = 1,70 m. | 1            | 18,93           | 0,260                   | 15,60               | 2,35                    |
|   |   | 2            | 37,28           | 1,995                   | 119,70              | 18,03                   |
|   |   | 3            | 55,62           | 5,490                   | 329,40              | 49,61                   |
|   |   | 4            | 73,96           | 2,609                   | 156,54              | 23,58                   |
|   |   | 5            | 92,31           | 0,634                   | 38,04               | 5,73                    |
|   |   | 6            | 110,65          | 0,037                   | 2,22                | 0,33                    |
|   |   | 7            | 128,99          | 0,022                   | 1,32                | 0,20                    |
|   |   | 8            | 147,34          | 0,019                   | 1,14                | 0,17                    |

El tipo de vehículo (de acuerdo con la clase) y el número de vehículos (en cada clase) influye directamente en la intensidad de los momentos flectores, ciclo de tensiones y, consecuentemente, en el daño a la fatiga. El volumen de vehículos en cada clase fue determinado multiplicando el volumen medio diario por la frecuencia absoluta (en cada faja de peso, de cada clase).

De acuerdo con (Rossigali, 2013), carreteras con solamente una faja por sentido (como es el caso del puente en estudio) presentan un volumen medio diario de 6 mil vehículos por día. La frecuencia absoluta representa el número de observaciones de cada faja en relación al número total de observaciones. La frecuencia relativa es la relación entre el volumen de vehículos de una misma clase. El total de vehículos en cada clase es presentado en la Tabla 2.

Tabla 2. Volumen de vehículos para cada una de las 27 clases (considerando todas las fajas)

| Clase        | Volumen (vehíc.) | Clase | Volumen (vehíc.) | Clase | Volumen (vehíc.) | Clase | Volumen (vehíc.) |
|--------------|------------------|-------|------------------|-------|------------------|-------|------------------|
| 2CC          | 663,96           | 3C3   | 15,30            | 2I3   | 22,26            | 3T4   | 278,40           |
| 2C           | 745,32           | 3D4   | 9,60             | 3S1   | 10,14            | 3T6   | 51,18            |
| 3C           | 1026,96          | 2S1   | 268,92           | 3S2   | 44,52            | 3M6   | 10,02            |
| 4C           | 8,70             | 2S2   | 718,08           | 3S3   | 368,82           | 2CB   | 477,12           |
| 2C2          | 89,88            | 2S3   | 681,24           | 3I1   | 12,72            | 3CB   | 122,16           |
| 2C3          | 16,62            | 2I1   | 8,82             | 3I2   | 7,86             | 3BB   | 122,16           |
| 3C2          | 17,10            | 2I2   | 106,98           | 3I3   | 95,16            | -     | -                |
| <b>Total</b> |                  |       |                  |       |                  |       | <b>6000</b>      |

La posición de los vehículos también influye en el diagrama de tensiones. En ese trabajo, se adoptó la posición de los vehículos, del espectro de la literatura, en el centro de la faja conforme recomendaciones del (DNIT, 2005) y (Toledo, 2011). Para la construcción de la envolvente de esfuerzos, las cargas debido al tráfico fueron mayoradas por los CPV de la (ABNT NBR 7188, 2013).

## 4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

### 4.1. Propiedades mecánicas de la viga longitudinal

El ancho eficaz de la capa superior, línea neutra e inercia de la viga longitudinal fueron determinados en el Estado II. con esos resultados, se calculó el momento resistente de la estructura para que pudiesen ser realizados refuerzos estructurales, caso fuese inferior al determinado con las cargas de la (ABNT NBR 7188, 2013). De este modo, dado que el ancho eficaz de la capa superior es igual a 401,60 cm, línea neutra de la sección en el estado último ( $x$ ) igual a 10,35 cm, línea neutra de la sección en el Estado II ( $x_2$ ) igual a 32,45 cm, se tiene que el momento de inercia ( $M_k$ ) es igual a 6.512,37 kN.m y el momento resistente ( $I_2$ ) igual a  $4,05 \times 10^7 \text{ cm}^4$ .

Considerando que el puente fue proyectado por la (ABNT NBR 7188, 1984) (norma vigente en la época do proyecto), se modeló la estructura considerando las cargas permanentes, el tren estándar brasileño de 300 kN, y el coeficiente de impacto ( $\phi$ ) de 1,23, especificado en la (ABNT NBR NB-2, 1961), conforme indicado por (Pfeil, 1979). El resultado es presentado en la Figura 2.

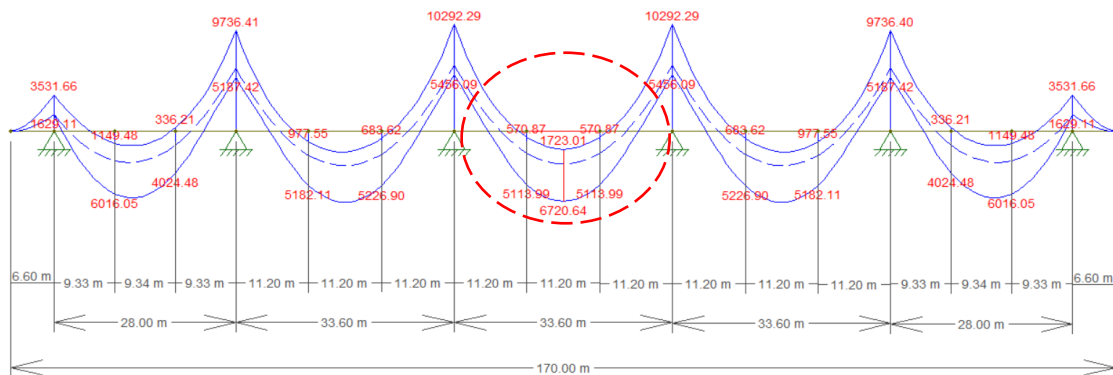


Figura 2. Envoltura de esfuerzos debido al tren estándar brasileño 300 y  $\phi=1,23$ .

Se observa que el valor del momento flector en el medio del vano central es de 6.720,64 kN.m, por tanto, próximo del calculado por medio de las ecuaciones de equilibrio de fuerzas, con una diferencia de apenas 208,27 kN.m o aproximadamente 3,2 %. De esta forma, se comprueba que el puente fue proyectado conforme las normas vigentes en la época (1987), se valida la metodología de cálculo de la resistencia de las armaduras por medio de las ecuaciones de equilibrio de fuerzas y el modelo representativo de la estructura del puente.

### 4.2. Verificación a la fatiga

Los esfuerzos a la fatiga fueron determinados según las cargas de la (ABNT NBR 7188, 2013). Después de determinar las cargas permanentes y mayorar el tren estándar brasileño (TB-450 kN) y la carga de multitud por los respectivos coeficientes ( $CPV = 1,60$ ), se obtuvieron los esfuerzos cortantes máximos y mínimos de 467,43 kN y -467,38 kN, y momentos flectores máximo (8.904,07 kN.m) y mínimo (1.083,10 kN.m), conforme ilustrado en las Figuras 3 e 4, en el medio del mayor vano del puente.

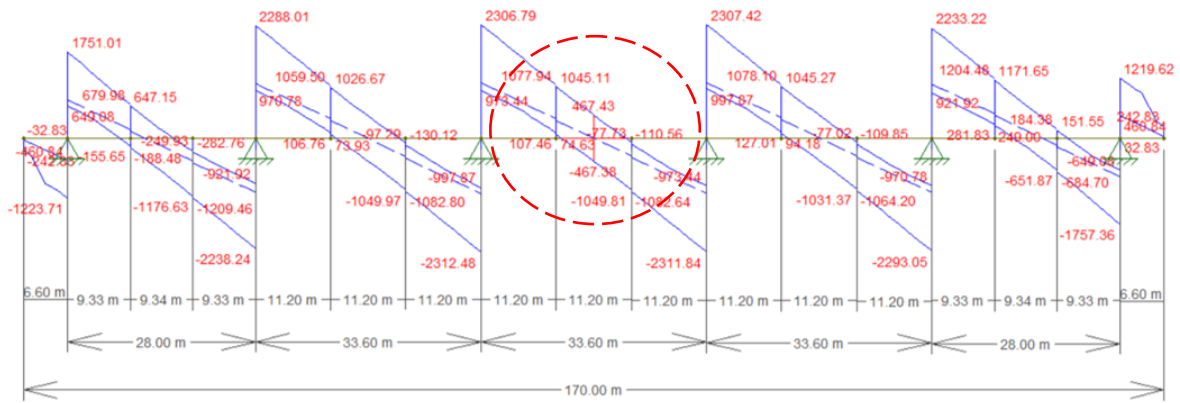


Figura 3. Envolvente de esfuerzos cortantes con TB-450 y CPV de la (ABNT NBR 7188, 2013).

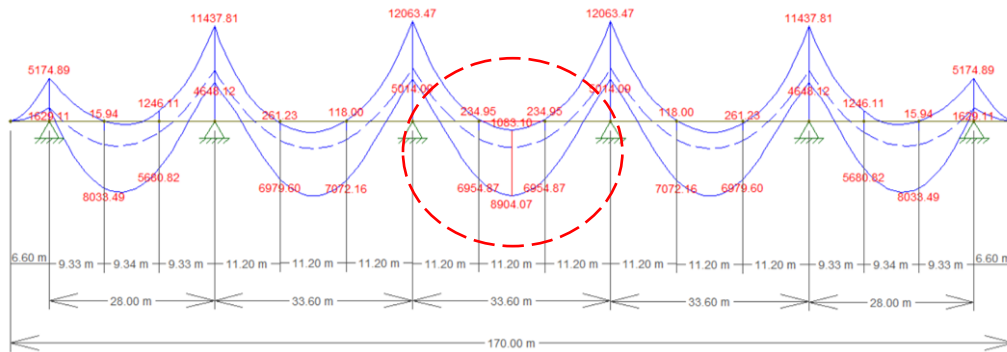


Figura 4. Envolvente de momento flector con TB-450 y CPV de la (ABNT NBR 7188, 2013).

Por tanto, se realizó la verificación a la fatiga del puente sobre el Rio Chapecó considerando las recomendaciones de la (ABNT NBR 6118, 2014) para las armaduras sujetas a flexión, concreto comprimido y para las armaduras de cizallamiento (estribos).

#### 4.2.1 Armaduras a flexión

La sección de la viga longitudinal verificada posee 24 barras de acero con diámetro igual a 22,2 mm (Área de acero = 92,90 cm<sup>2</sup>). Para ese diámetro, la (ABNT NBR 6118, 2014) recomienda que la tensión en las armaduras sea limitada a  $\Delta f_{sd, fad} = 180$  MPa. Así, considerando las propiedades mecánicas del trecho de la viga longitudinal estudiada, se realizó la verificación a la fatiga de las armaduras a flexión en el medio del mayor vano del puente sobre el Rio Chapecó, considerando los esfuerzos del tren estándar brasileño 450 kN y los CPV de la (ABNT NBR 7188, 2013).

Las tensiones máximas y mínimas actuantes en las barras fue determinadas por la Ecuación 1. En el trecho investigado, la variación de la tensión ( $\sigma_{smax} - \sigma_{smin}$ ) fue de 190,39 MPa, o sea, mayor que el límite (180 MPa) para barras de 22,2 mm. Por tanto, esa sección no es segura a la fatiga.

#### 4.2.2 Concreto en compresión

La verificación a la fatiga del concreto en la sección más crítica fue realizada solo a compresión, pues este será el esfuerzo actuante en este punto. Así, la (ABNT NBR 6118, 2014) recomienda que esta tensión sea limitada a 45% de la resistencia de proyecto del concreto. Además de eso, la respectiva norma argumenta que las tensiones determinadas deberán ser obtenidas en un trecho no mayor que 30 cm de la cara comprimida. Así, dado que la línea neutra en el Estado II fue igual a 32,45 cm, se corrigieron las variaciones de tensiones por medio de semejanza de triángulos.

Para la determinación de la variación de tensión, ocasionada debido a los momentos máximo y mínimo en el medio del mayor vano de la estructura, se hizo uso de la Ecuación 2. La variación da

tensión de compresión en el punto investigado fue igual a 3,56 MPa, menor que el límite normativo (6,43 MPa). Así, la sección del concreto sujeto a la compresión se encuentra segura a la fatiga. Es importante resaltar que, de acuerdo con (Al-Khaiat y Fattuhi, 2001; Elaty, 2014), el concreto posee un aumento de resistencia a lo largo de los años. Ese aumento de resistencia depende de variables como relación agua/cemento, condiciones de exposición (temperatura, humedad) y régimen de curado. Aunque la mayor resistencia del concreto contribuye para reducir los daños asociados a la fatiga, esa consideración no puede ser incluida en el presente estudio debido a limitaciones administrativas. Así, optamos por hacer una verificación asumiendo la peor hipótesis funcional, o sea, manteniendo la resistencia del concreto constante.

#### 4.2.3 Armaduras de cizallamiento

La sección de la viga longitudinal investigada posee estribos de acero  $\phi 10,0$  mm (Área de acero = 4,62 cm<sup>2</sup>/m), espaciados a 17 cm. Para ese diámetro, la (ABNT NBR 6118, 2014) recomienda que la tensión sea limitada a  $\Delta f_{sd, fad} = 85$  MPa. Conforme abordado por (Pfeil, 1979), la variación de tensión de cizallamiento en el medio del mayor vano del puente fue de 467,43 kN a -467,38 kN. Entretanto, se consideran las tensiones variando de 0 hasta el máximo valor (467,43 kN).

Para la determinación de la variación de tensión en las armaduras al cizallamiento, se adoptó la Ecuación 3, conforme la (ABNT NBR 6118, 2014). En cuanto a los esfuerzos, estos fueron corregidos para la combinación según el estado límite de servicio (ELS) a la fatiga.

La variación de tensión en las armaduras para esfuerzo cortante (estribos) en el trecho investigado fue de 122,26 MPa. Ese valor es superior a límite (85 MPa) para barras de  $\phi 10,0$  mm, conforme (ABNT NBR 6118, 2014). Por tanto, la sección bajo cizallamiento no es segura a la fatiga.

#### 4.3. Daño acumulado y vida útil a la fatiga

El cálculo del daño en la estructura debe considerar las tensiones debido al espectro real de vehículos y a la curva S-N de la (ABNT NBR 6118, 2014), descrita por la Ecuación 6. El valor límite de tensión fue calculado con base en las armaduras del tipo T1, que de acuerdo con la (ABNT NBR 6118, 2014) posee una curva S-N con coeficientes angulares de  $k_1 = 5$  e  $k_2 = 9$ . El número límite de ciclos a la fatiga adoptado fue de  $N = 1 \times 10^6$  ciclos. Ese número representa el punto de cambio en la inclinación de la curva S-N. El valor límite de la tensión calculada fue de 194,41 MPa. Para valores de variación de tensión inferiores a 194,41 MPa, será considerado el trecho de la curva con inclinación igual a 9 y para variaciones arriba del valor límite de  $N = 1 \times 10^6$ , la inclinación igual a 5. Considerando la Ecuación 5 con  $N_b$  igual a  $1 \times 10^6$  ciclos,  $S_b$  igual a 194,41 MPa, exponente de la curva de fatiga ( $m$ ) variando entre 5 e 9 y la tensión en el material ( $S$ ) debido a cada faja de peso para cada clase de vehículo, se determinó el número de ciclos  $N$  a la fatiga.

Así, se adoptó el volumen de tráfico igual a 6.000 vehíc/día (2,19 millones/año), se calculó el daño en la estructura y el daño acumulado al año ( $D_{ano}$ ), por medio de la regla de Palmgren-Miner (Ecuación 5), o sea, sumatoria de la división entre el número de vehículos de la clase y faja de peso pasantes durante un año y el número de ciclos de fatiga debido a su carga.

La vida útil de la estructura es alcanzada cuando la sumatoria de los daños es igual a 1. Luego, al calcular la diferencia entre el valor unitario y el daño total en las armaduras a flexión a la fatiga durante un año, se tiene la vida útil de las mismas, en años. La Tabla 3 presenta el resultado del daño acumulado para cada clase de vehículo del espectro de (Rossigali, 2013), y la VUF, considerando los CPV de la (ABNT NBR 7188, 2013).

Tabla 3. Daño acumulado y vida útil a la fatiga del puente sobre el Rio Chapecó.

| Clase | Silueta | Tipo                           | Daño Total | Clase         | Silueta | Tipo  | Daño Total      |
|-------|---------|--------------------------------|------------|---------------|---------|---|-----------------|
| 2CC   |         | Camión                         | 1,53E-08   | 2I3           |         | Camión Tractor + Semirremolque                    | 3,18E-04        |
| 2C    |         | Camión                         | 2,97E-07   | 3S1           |         | Camión Tractor 3 ejes (6x2) + Semirremolque       | 3,17E-07        |
| 3C    |         | Camión 3 ejes (6x2)            | 6,27E-05   | 3S2           |         | Camión Tractor 3 ejes (6x2) + Semirremolque       | 4,10E-05        |
| 4C    |         | Camión Simples                 | 3,52E-06   | 3S3-C         |         | Camión Tractor 3 ejes (6x2) + Semirremolque       | 5,44E-03        |
| 2C2   |         | Camión + Remolque              | 2,19E-06   | 3S3-L         |         | Camión Tractor 3 ejes (6x2) + Semirremolque       | 9,29E-03        |
| 2C3   |         | Camión + Remolque              | 4,32E-05   | 3I1           |         | Camión Tractor 3 ejes (6x2) + Semirremolque       | 3,71E-04        |
| 3C2   |         | Romeo y Julieta                | 3,92E-05   | 3I2           |         | Camión Tractor 3 ejes (6x2) + Semirremolque       | 1,69E-05        |
| 3C3   |         | Romeo y Julieta                | 8,38E-05   | 3I3           |         | Camión Tractor 3 ejes (6x2) + Semirremolque       | 5,01E-03        |
| 3D4   |         | Romeo y Julieta                | 7,47E-04   | 3T4           |         | Bi Tren Articulado                                | 2,21E-02        |
| 2S1   |         | Romeo y Julieta                | 1,37E-06   | 3T6           |         | Rodotrem  | 7,88E-03        |
| 2S2   |         | Romeo y Julieta                | 3,17E-05   | 3M6           |         | Camión Tractor 3 ejes (6x2) + Dois Semirremolques | 3,04E-03        |
| 2S3-C |         | Romeo y Julieta                | 6,63E-03   | 2CB           |         | Ómnibus   | 1,35E-06        |
| 2S3-L |         | Romeo y Julieta                | 5,75E-03   | 3CB           |         | Ómnibus 3 ejes (6x2) Mixto                        | 9,88E-06        |
| 2I1   |         | Romeo y Julieta                | 1,55E-04   | 3BB           |         | Ómnibus 3 ejes (6x2) Mixto                        | 9,88E-06        |
| 2I2   |         | Camión Tractor + Semirremolque | 2,15E-05   | $\Sigma$ suma |         |   | <b>6,71E-02</b> |

Por tanto, a vida útil del puente sobre el Rio Chapecó, considerando el tráfico de vehículos de Rossigali (2013) mayorados por los CPV de la (ABNT NBR 7188, 2013), es igual a 14,91 años, con un daño total acumulado de 6,71E-02 (unidad).

## 5. CONSIDERACIONES FINALES

Este estudio fue desarrollado con el objetivo de verificar si un puente proyectado en 1987, conforme las normas vigentes en la época (ABNT NBR NB-2, 1961; ABNT 7188, 1984) aún presenta seguridad a la fatiga según las normas vigentes actuales (ABNT NBR 7188, 2013; ABNT NBR 6118, 2014). Para esto, se estudió la situación más crítica de la estructura – la viga longitudinal en el medio del vano central. Con el desarrollo de la presente investigación fue posible concluir que:

- En la verificación a la fatiga de las armaduras longitudinales sujetas a flexión simple, considerando las cargas de la (ABNT NBR 7188, 2013), la tensión actuante fue de 190,39 MPa, o sea, superior al límite especificado por la norma, (180 MPa). Con relación a las armaduras transversales, la tensión actuante fue de, aproximadamente, 44 % superior al límite especificado en norma, también no atendiendo a los criterios de seguridad a la fatiga.
- En la verificación del concreto a la compresión, considerando las cargas de la (ABNT NBR 7188, 2013), se comprobó que el trecho investigado es seguro, con una tensión actuante de 3,56 MPa, abajo del límite de 6,43 MPa. De esa forma, se puede concluir que en caso que la fatiga ocurra en la estructura, ella ocurrirá inicialmente en los estribos, y no en el concreto;
- La VUF, debido al tráfico de vehículos reales del espectro de (Rossigali, 2013) y coeficientes mayoradores de las cargas dinámicas de la (ABNT NBR 7188, 2013), fue de 14,91 años. Esto, debido a que las cargas vigentes consideradas dieron como resultado tensiones mucho más altas que el límite a la fatiga de las armaduras a flexión;
- Después de los cálculos de verificación a la fatiga por el método de limitación de tensiones y por los daños acumulados, se concluye que las armaduras de flexión y los estribos del puente sobre el Rio Chapecó, no atendieron la verificación a la fatiga, solo el concreto a compresión, considerando las cargas de la (ABNT NBR 7188, 2013). En el caso del espectro de vehículos reales, las armaduras a flexión no atendieron a los criterios de seguridad de la regla de Palmgren-Miner (daños acumulados).

Es importante resaltar que aun cuando los análisis fueron realizados sobre un caso real, las características de las cargas (vehículos, tráfico) no representan, necesariamente, las condiciones reales de tráfico a que el puente está sujeto. De esa forma, la medición de las características de los vehículos y del tráfico *in situ* podría dar como resultado edades diferentes de VUF.

Además de eso, se recomienda que sea realizado un estudio minucioso de los elementos de la estructura para una verificación completa a la fatiga, visto que algunos de estos están sujetos a variaciones de tensión a lo largo de su extensión. Con eso, se podrá obtener una evaluación global del desempeño.

## 6. REFERENCIAS

- Al-Khaiat H., Fattuhi, N. (2001), *Long-term strength development of concrete in arid conditions*. Cement and Concrete Composites. 23(4-5)363-373. [https://doi.org/10.1016/S0958-9465\(01\)00004-X](https://doi.org/10.1016/S0958-9465(01)00004-X)
- American Concrete Institute, ACI (1997), “*ACI 215R-2: Considerations for Design of Concrete Structures Subjected to Fatigue Loading*”. Michigan, Estados Unidos.
- American Concrete Institute, ACI (2019). “*ACI 318: Building Code Requirements for Structural Concrete*”. Michigan, Estados Unidos.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (1961). *NB-2: Cálculo e Execução de Pontes de Concreto Armado*. Rio de Janeiro.

- Associação Brasileira de Normas Técnicas (1984). *NBR 7188: Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2013). *NBR 7188: Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2013). *NBR 15575: Desempenho de edificações habitacionais*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014). *NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*. Rio de Janeiro.
- Baroni, H. J. M. (2010), “*Simulação da vida útil de fadiga do concreto em vigas de tabuleiro de pontes em função do fluxo de veículos pesados*”, Tese de Doutorado em Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- Bolotin, V. V. (1998), Introduction. In: Bolotin V. V. “*Mechanics of Fatigue*”, Boca Raton, CRC Press LLC, cap. 1, pp. 01-17.
- Branco, F., Paulo, P. (2012), *O projecto de pontes para vidas superiores a 100 anos*. Revista ALCONPAT. 2(1):1-9. <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v2i1.20>
- Callister J., William D. (2008), “*Ciência e engenharia de materiais: Uma introdução*”. LTC, Rio de Janeiro, Brasil, p. 620. Tradução: Soares, S. M. S.
- Cervo, T. C. (2004), “*Estudo da resistência à fadiga de concretos de cimento Portland para pavimentação*”, Tese de Doutorado em Engenharia, Universidade de São Paulo, São Paulo.
- Confederação Nacional de Transporte, CNT (2018), “*Pesquisa CNT de rodovias 2018: Relatório gerencial*”. Brasília, Brasil.
- Comité Euro-International du Béton, CEB (1988), “*Fatigue of Concrete Structures. Bulletin d’Information N.º 188*”. Dubrovnik, Croácia.
- Departamento de Estradas de Rodagem de Santa Catarina, DER (1987), “*Projeto da Ponte sobre o Rio Chapecó na rodovia SC 451, entre os municípios de Xaxim e São Domingos*”. Florianópolis, Brasil.
- Departamento Nacional de Infraestrutura e Transporte, DNIT (2005), “*Manual de Conservação Rodoviária*”. Rio de Janeiro, Brasil.
- Elaty, M. A. A. A. (2014), *Compressive strength prediction of Portland cement concrete with age using a new model*. HBRC Journal. 10(2)145-155. <https://doi.org/10.1016/j.hbrj.2013.09.005>
- Fan, Z., Sun, Y. (2019), *Detecting and evaluation of fatigue damage in concrete with industrial computed tomography technology*. Construction and Building Materials. 223:794-805. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.07.016>
- Fathalla, E., Tanaka, Y., Maekawa, K. (2018), *Remaining fatigue life assessment of in-service road bridge decks based upon artificial neural networks*. Engineering Structures. 171:602-616. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.05.122>
- Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP, BT/PCC (2000), “*Concreto com Fibras de Aço - Boletim Técnico PCC/260*”. São Paulo, Brasil.
- Ftool (2018), “*A Graphical-Interactive Program for Teaching Structural Behavior*”. Available in: <https://www.ftool.com.br/Ftool/>. Access in 15 Mar. 2018.
- Gao, Q., Dong, Z., Cui, K., Liu, C., Liu, Y. (2020), *Fatigue performance of profiled steel sheeting–concrete bridge decks subjected to vehicular loads*. Engineering Structures. 213:110558. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110558>
- Hobbacher, A. F., Hicks, S. J., Karpenko, M., Franz, T., UY, B. (2016), *Transfer of Australasian bridge design to fatigue verification system of Eurocode 3*. Journal of Constructional Steel Research. 122:532-542. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2016.03.023>

- Meneghetti, L. C. (2007), “*Análise do comportamento à fadiga de vigas de concreto armado reforçadas com PRF de vidro, carbono e aramida*”, Tese de Doutorado em Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- Nussbaumer, A., Borges, L., Davaine, L. (2011), “*Fatigue design of steel and composite structures*”. Wiley, Hoboken, Estados Unidos, p. 167.
- Pfeil, W. (1979), “*Pontes em concreto armado: Elementos de projeto, solicitações, dimensionamento*”. LTC, Rio de Janeiro, Brasil, p. 433.
- Pfeil, W. (1989), “*Concreto armado*”. LTC, Rio de Janeiro, Brasil, p. 812.
- Rossigali, C. E. (2013), “*Atualização do modelo de cargas móveis para pontes rodoviárias de pequenos vãos no Brasil*”, Tese de Doutorado em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- Santos, L. A., Pfeil, M. S. (2014), *Desenvolvimento de modelo de cargas móveis para verificação de fadiga em pontes rodoviárias*. Engenharia Estudo e Pesquisa ABPE 14(1):40-47.
- Santos, L. F. (2013), “*Desenvolvimento de um modelo de cargas móveis para verificação de fadiga em pontes rodoviárias*”, Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- Silva, C. J. G., Monteiro, E. C. B., Vitória, J. P. A. (2018), *Condições estruturais e funcionais de pontes e viadutos das rodovias federais de Pernambuco*. Revista ALCONPAT. 8(1)79–93. <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i1.199>
- Süssekind, J. C. (1980), “*Curso de Concreto: Concreto Armado - Volume P*”. Globo, Porto Alegre, Brasil, p. 376.
- Toledo, R. L. S. (2011), “*Avaliação de vida útil à fadiga em ponte mista aço-concreto considerando o espectro de veículos reais*”, Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- Yadav, I. N., Thapa, K. B. (2020), *Fatigue damage model of concrete materials*. Theoretical and Applied Fracture Mechanics. 108:102578. <https://doi.org/10.1016/j.tafmec.2020.102578>



## Procedimientos de recuperación en fundaciones por problemas de reacción álcali/agregado. Investigación documental

C. S. Silva<sup>1\*</sup> , E. C. B. Monteiro<sup>1,2</sup> , M. S. C. Santos<sup>3</sup> , T. W. C. O. Andrade<sup>4</sup> ,  
W. A. Soares<sup>6</sup> , D. C. M. Neves<sup>6</sup> 

\*Autor de Contacto: [cristiane\\_santana@msn.com](mailto:cristiane_santana@msn.com)

DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v11i2.490>

Recepción: 20/05/2021 | Aceptación: 10/03/2021 | Publicación: 01/05/2021

### RESUMEN

La reacción álcali/agregado (AAR) ha afectado muchas cimentaciones lo cual señala la importancia de realizar una verificación de los procedimientos de recuperación, la cual se realizó en cincuenta cimentaciones. El objetivo fue construir un perfil de los procesos de recuperación a través de una consulta con empresas de inspección o ejecutores de recuperaciones en la ciudad de Recife y ciudades vecinas. Para ello se aplicó en forma metodológica un cuestionario con diecisiete preguntas. Estos resultados permitieron establecer las similitudes de las cimentaciones afectadas, el diagnóstico, los procesos aplicados en la recuperación, los avances en materiales, los condicionantes para el uso de la armadura, los costos, y permitieron identificar las cimentaciones que dejaron una ventana de inspección para controles adicionales. El resultado fue una evaluación de los tratamientos en las bases afectadas por la reacción química AAR.

**Palabras clave:** fundaciones; reacción alcalina agregada; diagnóstico; procedimientos; recuperaciones.

**Citar como:** Silva, C. S., Monteiro, E. C. B., Santos, M. S. C., Andrade, T. W. C. O., Soares, W. A., Neves, D. C. M. (2021), "Procedimientos de recuperación en fundaciones por problemas de reacción álcali/agregado. Investigación documental", Revista ALCONPAT, 11 (2), pp. 124 – 145, DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v11i2.490>

<sup>1</sup> Department of Civil Engineering, Catholic University of Pernambuco, Recife-PE, Brazil.

<sup>2</sup> Department of Civil Engineering, University of Pernambuco, Recife-PE, Brazil.

<sup>3</sup> Department of Civil Engineering, Federal University of Santa Catarina, Santa Catarina, Brazil.

<sup>4</sup> Department of Civil Engineering, Federal University of Pernambuco, Recife-PE, Brazil.

<sup>5</sup> Department of Civil Engineering, Pernambuco University, Recife-PE, Brazil.

#### Contribución de cada autor

En esta obra, los autores E.C.B. y T.W.C.O. contribuyeron a la idea, supervisión y directrices originales de este artículo. Los participantes M. S.C., W. A. y D.C.M., con la investigación de los contenidos de la investigación, desarrollo, en contacto con empresas para la recopilación de datos, en el formato de las conclusiones de la obra y en las traducciones en inglés y español.

#### 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.

## Recovery procedures for foundation elements with alkali/aggregate reaction problems. Documental research

### ABSTRACT

The alkali-aggregate reaction (AAR) is a problem that has affected numerous foundations. This study, through an investigation of fifty foundations, seeks to create a profile of the recovery processes through consultations with inspection companies that have carried out recoveries in the city of Recife and neighboring areas. The methodology consisted on the application of a survey with seventeen questions. The results obtained made possible to establish similarities in the foundations affected, the diagnoses, processes applied during recovery, advances in materials, conditioning factors for the use of the reinforcement, and costs, and also identified the foundations where an inspection window was left for future checks. The results conclude with an evaluation of the treatments for foundations affected by AAR.

**Keywords:** foundations; alkali-aggregate reaction; diagnosis; procedures; recovery.

## Procedimentos de recuperações em elementos de fundações por problemas de reação álcali agregado. Investigação documental

### RESUMO

A Reação Álcali Agregado (RAA) atingiu muitas fundações e observou-se a importância de realizar uma verificação nos procedimentos de recuperações, compreendendo uma investigação em cinquenta fundações, objetivando traçar um perfil dos processos de recuperações através de consulta no acervo de empresas fiscalizadoras ou executoras de recuperações na cidade de Recife e cidades vizinhas. A metodologia consistiu na aplicação de um questionário com dezessete perguntas. Esses resultados possibilitaram estabelecer as semelhanças das fundações afetadas, o diagnóstico, processos aplicados na recuperação, os avanços dos materiais, fatores condicionantes para utilização da armadura, os custos, e possibilitaram a identificar as fundações que deixaram uma janela de inspeção para posteriores verificações. Concluindo-se com os resultados uma avaliação dos tratamentos nas fundações acometidas pela reação RAA.

**Palavras-chave:** fundações; reação álcali agregado, diagnóstico, procedimentos, recuperações.

### 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 del título de la revista 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

A principios de la década de 1940, la comunidad científica se encontró con una "enfermedad" que afectaba a las grandes estructuras de hormigón. Una reacción lenta y progresiva que se desarrolló a través de un proceso químico entre hidróxidos alcalinos, presentes en las soluciones existentes en los poros de la pasta de hormigón y algunos minerales reactivos que se encuentran en ciertos tipos de agregados, en presencia de agua. La reacción álcali-agregado, más conocida como RAA, es una reacción química de larga duración y deleterial, que podría resultar en la formación de un gel expansivo, induciendo el elemento de hormigón a la formación de grietas y virutas, y como consecuencia la pérdida de su durabilidad y otras propiedades.

En Brasil, los pioneros de la reacción fueron Heraldo de Souza Githay y Murilo Dondici Ruiz, en 1963, a través del Instituto de Investigación Tecnológica de São Paulo (IPT), informaron de las reacciones de la RAA, su comportamiento, los materiales involucrados y las acciones atenuantes, dirigidas a las Centrales Hidroeléctricas de Urupungá.

A pesar de todos los descubrimientos científicos y del firme propósito de mejorar y consolidar los estudios sobre el hormigón, los problemas relacionados con el envejecimiento de las estructuras, vinculados a la falta de mantenimiento y al conocimiento incipiente de algunas patologías, como la reacción álcali-agregado (RAA), responsable de grandes sumas en sus recuperaciones, han traído muchas incertidumbres sobre los resultados y la durabilidad de estas intervenciones.

La reacción álcali-agregado en las obras fue verificada por primera vez en la Región Metropolitana de Recife (RMR), estado de Pernambuco, debido al interés generado en la inspección de los cimientos de varios edificios de viviendas, después de la caída de Areia Branca en 2004. Hay que aclarar que las causas del derrumbe del edificio Areia Branca fueron debidamente despejadas y no se encontró nada que señalara a la RAA como la causa del episodio. Sin embargo, la inspección de los cimientos de varios edificios de esa región permitió verificar la existencia de muchos casos en los que se rompía los bloques de coronación en pilas o zapatos. El análisis de estas ocurrencias realizado por especialistas, basado en testimonios de hormigón extraídos de los elementos de la fundación, demostró en realidad que se trata de una reacción álcali-agregado, ya que, por ejemplo, los laboratorios de la Asociación Brasileña de Cemento Portland (ABCP) estudiaron más de 60 casos (Battagin, 2016). Según Otoch (2016), la ocurrencia de expansión por RAA, hasta años atrás, fue de mayor incidencia en grandes obras, como presas y partes de plantas hidroeléctricas. Más recientemente, a finales de 2014 y a lo largo de 2015, se encontraron varios casos de RAA en la región de Recife/PE, principalmente en bloques y zapatos de cimentación de edificios de entre 3 y 20 años de construcción. Poco después, en Fortaleza/CE, los primeros casos de RAA también aparecieron en bloques de cimentación en algunos edificios, como ya se ha mencionado. (Otoch, 2016).

Según Battagin (2016) a través del trabajo de difusión del IBRACON y estandarización sobre el número de pruebas realizadas en laboratorio de la ABCP, a falta de estadísticas de los otros laboratorios, se encontró que en todo el país el número de pruebas enviadas a ABCP aumentó considerablemente a través de varios seguimientos de la cadena constructiva. Las muestras agregadas fueron enviadas por los segmentos más diferentes, incluyendo proveedores agregados (canteras), empresas de servicios de concreción, empresas de construcción, diseñadores, universidades y otros laboratorios, mostrando que toda la cadena de construcción estaba tomando conciencia gradualmente de la importancia de prevenir manifestaciones patológicas vinculadas a RAA. A partir de 1621 muestras de niños y grandes agregados recibidos por los laboratorios ABCP, en las que había suficiente identificación para permitir su trazabilidad en cuanto al tipo de cliente final u origen de la unidad federatible, fue posible elevar el perfil de los clientes que solicitaban las pruebas y el origen de las muestras agregadas por los estados brasileños, visualizados en la Figura 1. La mayoría de ellos provienen de São Paulo con 532 muestras y Pernambuco con 228 muestras,

con registros de solicitudes de todos los estados brasileños excepto Acre. (Battagin, 2016). Dado este escenario encontrado en Recife y ciudades vecinas de Pernambuco y por ser regiones con una alta incidencia de esta reacción, verificada con el gran aumento de ensayos que buscan dilucidar las condiciones del agregado, el presente trabajo presenta el resultado de una investigación documental llevada a cabo en las principales empresas de recuperación de estructuras en la RMR. Con el fin de dibujar un perfil de las características constructivas de la empresa, cómo se realizó el diagnóstico, los procedimientos utilizados en la intervención, los materiales aplicados en las recuperaciones, el uso del blindaje y los costes, así como los cimientos que tras la recuperación dejaron una ventana de inspección. La entrevista proporcionó datos de cincuenta fundaciones afectadas por la reacción, pero este número es posiblemente mayor, lo que puede ser investigado más adelante buscando un mayor alcance con datos relevantes que se pueden agregar y traer resultados futuros.

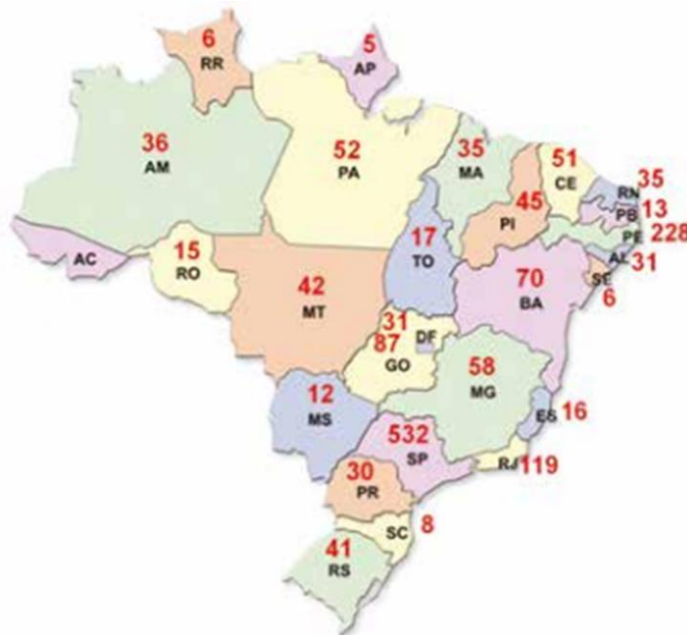


Figura 1. Distribución de muestras por los Estados (Battagin, 2016).

## 1.1 Concepto de Reacción y sus tipos

La reacción alcalina agregada es una reacción química que se produce en la estructura interna del hormigón que involucra los hidróxidos alcalinos que vienen como consecuencia de la hidratación del cemento y algunos minerales reactivos presentes en el agregado utilizado. Como resultado de la reacción, se producen productos que, en presencia de humedad, son capaces de expandirse, generando grietas, desplazamientos y pueden conducir al compromiso de estructuras de hormigón. Hay dos tipos de reacción alcalina agregada, clasificadas según su composición mineralógica reactiva del agregado y con mecanismos de expansión específicos. La reacción recibe las siguientes denominaciones: Reacción álcali-sílice (RAS) o álcali-silicato (RASS) y álcali-carbonato (RAC).

### 1.1.1 Reacción Álcali-Sílice (RAS)

Según Hasparyk (2005), la reacción álcali-sílice es el tipo de RAA más conocido e reportado en el entorno técnico, como el que normalmente ocurre más rápidamente, debido a las formas minerales de sílice reactiva implicadas. Entre las formas minerales más comunes destacan: ópalo o sílice amorfa, calcedonía, cristobalita, tridimita, gafas naturales y artificiales y microcristalina/cristocristalina y cuarzo deformado.

### 1.1.2 Reacción Álcali-silicato (RASS)

Un tipo específico de reacción álcali-sílice, llamada reacción álcali-silicato, se procesa entre álcalis y silicatos reactivos presentes en rocas sedimentarias, metamórficas y ígneas. Tiene el mismo mecanismo que la reacción alcalina-sílice, pero ocurre más lentamente. (Andrade, Silva, 2006).

### 1.1.3 Reacción Álcali-carbonato (RAC)

Es una reacción más rara y no hay formación del gel. Se caracteriza por la expansión de rocas carbonato, como resultado de la reacción entre alcalinos, principalmente derivados de pasta de cemento y piedra caliza dolo mítica, generando compuestos cristalizados como brucita, carbonatos alcalinos, carbonato de calcio y silicato magnesio. Esta expansión, llamada desdolomitización, se atribuye a la causa de las grietas que surgen en el hormigón como resultado del debilitamiento de la unión pasta-agregado. En esta reacción se produce de nuevo la formación de álcalis, permitiendo la continuidad de la desdolomitización, hasta que el dolomita ha reaccionado por completo o hasta que la concentración alcalina se reduce lo suficiente. (Andrade, Silva, 2006).

## 1.2 Comportamiento de las estructuras afectadas

Los síntomas de una estructura con RAA se presentan a través de la aparición de exudación de gel en la superficie de hormigón, bordes alrededor de los agregados, relleno de poro con material blanco o vítreo, agrietamiento y decoloración de hormigón. Las grietas que tienen su configuración en un mapa se producen con mayor frecuencia en pavimentos de carreteras, pistas de aeropuerto, paredes y rostros de elementos estructurales, que presentan baja restricción a la expansión en las tres direcciones. Según Hasparyk (2005), los principales efectos perjudiciales causados por el RAA en una estructura son los siguientes: agrietamiento en la superficie del hormigón y entre capas de hormigón; desplazamiento en la superficie de hormigón; pérdida de estanqueidad; desplazamiento (pérdida de adhesión) del mortero cerca de la superficie de los agregados; movimiento (apertura o desplazamiento relativo) de las juntas de contracción; apertura de juntas de construcción, con grietas horizontales; movimiento/desalineación de superficies libres (cresta de presa de alteamento y alféizares de derrames, desviaciones para aguas arriba en estructuras de presas y otros) y bloqueo o desplazamiento de equipos y piezas móviles (puertas, turbinas, ejes, pistones, entre otros).

## 2. METODOLOGÍA

### 2.1 Consideraciones iniciales

La investigación desarrollada para este trabajo está relacionada con una investigación documental, desarrollada en las ciudades de Recife y Jaboatão dos Guararapes, lugares donde se produjo el mayor número de fundaciones afectadas por la reacción álcali-agregado, descrita en esta investigación. En Brasil hasta la fecha, todos los casos notificados de la reacción son exclusivamente del tipo álcali-sílice (RAS), como se presentará en los siguientes pasos. En este trabajo se expondrán las características de los edificios, diagnósticos, procedimientos, costes y los resultados de esta investigación obtenidos a través de consultas de los archivos de la empresa, así como entrevistas que se realizaron con los ingenieros que trabajan en el área de recuperaciones, en cincuenta casos de fundaciones afectadas por la reacción.

Cabe destacar que no hubo problemas ni restricciones por parte de las empresas involucradas en el suministro de información, pero se encontró un pequeño número de la historia de los proyectos con fundaciones recuperadas. Esto se refiere al hecho de que los condominios hacen sus presupuestos con empresas con experiencias probadas y éstos, cuando emiten sus opiniones con los materiales necesarios para eliminar el daño impuesto por la reacción dañino, se dispensan. Con el tiempo se verifica que estas recuperaciones fueron realizadas por personas con habilidades "dudosas", lo que puede comprometer la eficiencia de los servicios prestados. Sobre la base de este principio, estas

bases ya no se analizan y, en consecuencia, los resultados de estas recuperaciones pueden terminar en fracasos, debido a procesos mal ejecutados.

Aunque la reacción ha sido conocida desde hace más de 85 años por el entorno técnico y sus formas de prevención también están bien difundidas, el deterioro del hormigón resultante de la reacción sigue siendo considerado relevante, notablemente por su grave repercusión en los cimientos y los grandes trastornos traídos a las obras de infraestructura y construcción.

Basándose en este contexto y en cómo Recife es posiblemente una de las ciudades con mayor número de casos de reacción registrados en la literatura brasileña, se realizó una investigación para recopilar datos sobre el tema, iniciada en diciembre de 2018 y terminada en julio de 2019. La metodología utilizada se dividió en cuatro etapas según la Figura 2. La metodología desarrollada se basó en entrevistas en el mayor número posible de empresas que realizaron recuperaciones en fundaciones afectadas por la Reacción Alcalina Agregada, mediante la aplicación de un cuestionario con 17 preguntas, según la tabla 1.



Figura 2. Metodología aplicada en las empresas entrevistadas.

## 2.2 Transcripción de Entrevistas

La primera etapa desarrollada fueron entrevistas con empresas de la cadena de construcción, informando sobre el propósito de la investigación y sobre la necesidad de datos actualizados sobre los cimientos que se recuperaron.

Tabla 1. Cuestionario aplicado en las entrevistas.

| <b>Empresas:</b> |  |           |
|------------------|--|-----------|
| <b>1.0</b>       | <b>Características del edificio:</b>   |           |
| 1.1              | ¿Cuál es el propósito de la empresa?   |           |
|                  | Alojamiento  | Comercial |
| 1.2              | ¿Cuántos pisos?  |           |
| 1.3              | ¿Qué tan alto es el nivel de las aguas subterráneas?                             |           |
| 1.4              | ¿Cuántos años tiene el edificio?   |           |
| 1.5              | ¿Cómo te enteraste del problema?, ¿Qué síntomas has encontrado?                  |           |
| 1.6              | ¿Qué tan lejos del mar está el edificio?   |           |
| 1.7              | ¿Cuál es la base del edificio?   |           |
| <b>2.0</b>       | <b>¿Cómo se hizo el diagnóstico?</b>   |           |
| 2.1              | Sitio de la incidencia de grietas en el edificio:                                |           |
| 2.2              | ¿Cómo se ha diagnosticado la patología?  |           |
| 2.3              | ¿Qué pruebas se han realizado para determinar la patología?                      |           |
| <b>3.0</b>       | <b>¿Cómo se hizo la recuperación?</b>  |           |
| 3.1              | ¿Qué medidas se han dado?  |           |
| 3.2              | ¿Cómo se llenaron las grietas?, ¿Qué equipo se utiliza en él en la recuperación? |           |
| 3.3              | ¿fue el proyecto de refuerzo elaborado por el Calculista?                        |           |
| 3.4              | ¿Se hizo la camisa?  |           |
|                  | Sí   | No        |
| 3.5              | ¿Se ha hecho la impermeabilización?  |           |
| <b>4.0</b>       | <b>¿Quién fue el responsable de los costes de recuperación?</b>                  |           |
| 4.1              | ¿Quién fue el responsable del pago?  |           |
| 4.2              | ¿Quedo una ventana de inspección después de la recuperación?                     |           |
| <b>5.0</b>       | <b>Observaciones:</b>  |           |

### 2.3 Recopilación de Datos

Para esta investigación, se registró información sobre cincuenta edificios comerciales y residenciales con cimientos recuperados.

En la ciudad de Recife las recuperaciones se encontraban en edificios ubicados en los Barrios de Graças, Casa Forte, Espinheiro, Derby, Boa Vista, Madalena, Boa Viagem, Setúbal, con énfasis en el Barrio Boa Viagem.

En la ciudad de Jaboatão dos Guararapes las recuperaciones se encontraban en un edificio situado en el Barrio de Piedade.

Las empresas que participaron desde el universo de la información fueron muy receptivas y proporcionaron los elementos necesarios, asumiendo que la identidad de los edificios catalogados estaría bajo el secreto de la investigación, así como la identidad de las empresas. De esta manera, cada empresa fue nombrada por una carta, al azar a su nombre. Las colecciones verificaron el trabajo de las recuperaciones ejecutadas después de 2004, durante el cual se intensificaron las recuperaciones, el Cuadro 2 cuenta con la encuesta general de las empresas consultadas, demostrando su rendimiento y el número total de fundaciones detectadas.

La primera empresa entrevistó a A. Engenharia Ltda.

Fundada en 1995, la empresa A es una empresa que opera en el campo de la construcción civil, especializada en el área de recuperación y refuerzo de estructuras de hormigón armado y pretensado. Con una colección de más de 600 obras terminadas, 24 años en el mercado, otorgando en su cartera la excelencia en la construcción de estructuras en entornos marinos, tratamiento de hormigón aparente, recuperación y refuerzo de tuberías, refuerzo estructural, entre otros.

En esta empresa, treinta edificios fueron catalogados en diciembre de 2018 y mayo de 2019, con una imagen de la reacción identificada.

La segunda compañía X Engenharia.

Creada en 1981, cuenta en su cartera de construcción con una amplia gama de edificios modernos, a través de estructuras portuarias, desarrollos inmobiliarios, obras especiales de arte, recuperación y refuerzo estructural en edificios y obras de arte y conservación y restauración del Patrimonio Histórico.

En esta empresa, se catalogaron tres edificios, con una imagen de la reacción identificada, incluyendo la recuperación de un edificio comercial. Sin embargo, las otras recuperaciones realizadas por la empresa en cuestión están fuera de la propuesta de esta obra, que, aunque es la recuperación de fundaciones con RAS, no se trata de construcciones residenciales o comerciales.

La tercera compañía fue Y Engenharia.

Fundada en abril de 2000, con el objetivo de prestar servicios técnicos especializados en el sector de la construcción, abarcando restauración y refuerzos en elementos estructurales de hormigón armado, siendo éste el punto culminante de sus actividades. Los servicios especializados de restauración y refuerzo estructural hacen delicada la difusión nominal de las obras que constituyen su colección técnica, que contiene aproximadamente 350 obras realizadas. En esta empresa, se catalogaron siete edificios que pasaron por el proceso de recuperación.

La cuarta compañía fue Z. Engenharia.

Con más de 12 años de existencia y experiencia, realizando actividades de prestación de servicios técnicos de ingeniería civil en las áreas de recuperación y mantenimiento de edificios. En esta empresa, se catalogaron tres edificios, con una imagen de la reacción identificada.

La quinta compañía T Engenharia.

Fundada en enero de 2003 en la ciudad de Recife, hoy tiene operaciones nacionales y en su cartera más de 500 clientes atendidos. Los servicios ofrecidos en el área de asistencia técnica experta, consultoría, gestión y supervisión de obras, informes periciales, seguimiento y seguimiento técnico, entre otros. En esta empresa, se catalogaron siete edificios, con una imagen de la reacción identificada.



Tabla 2. Empresas que participan en las entrevistas.

| Empresa      | Actuando                       | Experiencia   | Experiencia en el tiempo | Número de casos |
|--------------|--------------------------------|---|--------------------------|-----------------|
| A            | Recuperación de la estructura  | Estructuras marinas, tratamientos de hormigón, recuperación y refuerzo.                     | 24 años                  | 30              |
| X            | Recuperación de la estructura  | Estructuras portuarias, obras especiales de arte, recuperación y refuerzo y restauraciones. | 38 años                  | 03              |
| Y            | Recuperación de la estructura  | Recuperación y refuerzo de cimientos.   | 19 años                  | 07              |
| Z            | Recuperación de la estructura  | Recuperación y refuerzo de cimientos y mantenimiento de edificios.                          | 12 años                  | 03              |
| T            | Acompañamiento da recuperación | Asistencia técnica experta, consultorías, informes y seguimiento técnico.                   | 16 años                  | 07              |
| <b>TOTAL</b> |                                |   |                          | <b>50</b>       |

## 2.4 Aplicación del cuestionario

La tercera fase correspondió a la aplicación de un cuestionario de quince preguntas relacionadas con edificios comerciales y residenciales donde se comprobó y recuperó la patología del RAS. En la aplicación del cuestionario, que se muestra en el Cuadro 2, se solicitó información sobre la manifestación patológica, histórico de las características de la empresa, cómo se determinaron el diagnóstico, el proceso de recuperación y los costos.

## 2.5 Verificación de datos

Con los datos recogidos, se inició la cuarta etapa con respecto al análisis de todo el material adquirido en la investigación, buscando fotos, informes y resultados de las pruebas para la contribución del material investigado.

Con las respuestas de cada cuestionario, de cada empresa, se construyó una hoja de cálculo con las composiciones de cada proyecto con sus referencias, nombrándose a sí mismo y sus características descritas, tales como edades, tipo de recuperaciones, materiales utilizados en rellenos, tipos de pruebas, año de recuperación, etc. verificado a través del Tabla 3. Estos datos se sumaron y luego obtuvieron los porcentajes de cada elemento analizado. En posesión de estos resultados, los gráficos (Figuras) fueron creados con sus respectivas identificaciones.

Tabla 3. Hoja de cálculo con las composiciones.

| HOJA DE TRABAJO DE COMPOSICIÓN |             |            |          |                       |      |          |                      |             |           |         |              |         |             |                    |           |              |       |    |
|--------------------------------|-------------|------------|----------|-----------------------|------|----------|----------------------|-------------|-----------|---------|--------------|---------|-------------|--------------------|-----------|--------------|-------|----|
| EMPRESA X                      | REFERENCIAS | FUNCIONES  |          |                       |      |          |                      | DIAGNÓSTICO |           |         | RECUPERACIÓN |         |             |                    | VALORES   |              | PECCI |    |
|                                |             | PROPÓSITOS | Nº PISOS | NÍVEL DE MESA DE AGUA | EDAD | SÍNTOMAS | TIPOS DE FUNDACIONES | LOCAL       | PATOLOGÍA | PRUEBAS | PASOS        | CÁLCULO | TRATAMIENTO | IMPERMEABILIZACIÓN | CONDMINIO | CONSTRUCCIÓN | SI    | NO |
|                                |             |            |          |                       |      |          |                      |             |           |         |              |         |             |                    |           |              |       |    |
|                                |             |            |          |                       |      |          |                      |             |           |         |              |         |             |                    |           |              |       |    |

## 2.6 Discusiones

Finalmente, se verificó todo el material recaudado, con las subvenciones para analizar las características de la empresa, procedimiento aplicado en la determinación de manifestación patológica, diagnóstico, proceso de recuperación y costes.

Se encontró que las intervenciones en los cimientos ocurrieron debido a la necesidad de verificar el estado en el que se encontraban. Se cree que estas investigaciones ocurrieron debido a dos factores preponderantes. La primera por el derrumbe del edificio Areia Branca que puso en alerta a los condominios por los controles de sus estructuras y la segunda de la obligatoriedad impuesta por la Ley N° 13341. Esta Ley hacía obligatorias las inspecciones periódicas, identificando así un mayor número de recuperaciones de cimentaciones y otras patologías previamente ignoradas debido al poco hábito de mantenimiento.

### **3. RESULTADOS Y DISCUSIONES**

#### **3.1 Análisis de Datos**

Para el análisis de datos, el cuestionario se dividió en cuatro partes. El primero que reportó las características del edificio, el segundo fue diseccionado sobre el diagnóstico, el tercero como recuperación y finalmente los costos cobrados en la recuperación.

#### **3.2 Características del Edificios**

La primera información recopilada fue presentada las características de los edificios, compuesta por siete preguntas, mediante las cuales se puede tener una idea relevante de algunas situaciones relacionadas con factores preponderantes para la aparición de la reacción. Las preguntas siguieron con el siguiente orden: el propósito del proyecto, el número de pisos, la altura del nivel freático, la edad del edificio, cómo se descubrió el problema y qué síntomas se encontraron, distancia del mar al edificio. y el tipo de cimentación.

##### **3.2.1 Finalidad de la empresa**

Básicamente, de los 50 proyectos verificados, sólo el 4% son edificios comerciales y el 96% son edificios residenciales. En este caso, la mayoría de los edificios actualmente verificados están efectivamente compuestos por edificios residenciales, según lo registrado por el investigador, que se muestra en la Figura 3.

##### **3.2.2 Número de pisos**

El universo de investigación se encuentra en edificios que variaron la cantidad de pavimentos. El recuento se elaboró teniendo en cuenta los suelos comunes como sótano, planta baja, suelos filtrados, mecanografiados y la cubierta.

La Figura 4 muestra los porcentajes para el número de pisos para edificios de hasta 15 plantas, luego para edificios de 16 a 25 plantas y finalmente para edificios de más de 25 plantas, alcanzando hasta 41 plantas, sumando un total de 50 proyectos catalogados.

### FUNCIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN

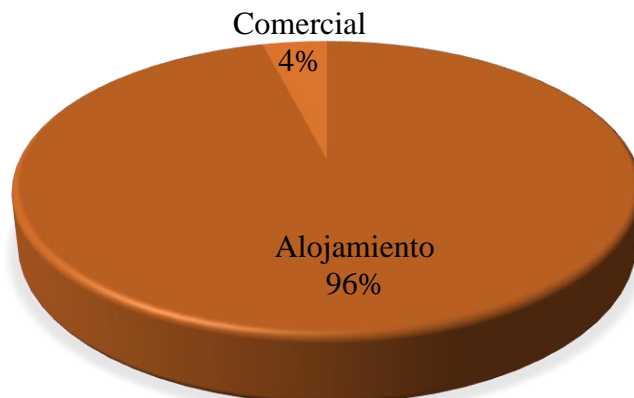


Figura 3. Propósito de la empresa

### NÚMERO DE PAVIMENTOS



Figura 4. Número de pisos

#### 3.2.3 Altura del nivel freático

Como la aparición de RAS está directamente relacionada con tres factores: los álcalis normalmente derivados del cemento, el agregado reactivo y la presencia de agua. En esta investigación, tratamos de identificar si se encontró agua durante todo el proceso de recuperación que pudiera favorecer la aparición de la reacción.

En el momento en que se excavó la cimentación, tratamos de identificar si había agua procedente de alguna fuente, ya sea de la mesa de agua o incluso de alguna otra condición. En parte de los cimientos donde se identificó el nivel de la tabla de agua, los elementos estaban parcial o sólo con agua en el nivel inferior del elemento. En el caso de esta reacción, es erróneo pensar que el fenómeno se desarrolla sólo en elementos concretos en contacto directo con el agua, porque aquellos que están sólo en el nivel inferior del bloque en contacto con el agua son susceptibles a la reacción.

Durante las entrevistas, en algunas empresas se puso a disposición la información, en otros casos se pudo identificar a través de las colecciones de las fotos, otras situaciones en la verificación de la composición de los costos del presupuesto que trajo los datos de reducción de las aguas subterráneas, es decir, los trabajos de recuperación sólo se pudieron realizar a través de la reducción de la lámina, y porque se desconoce el nivel en el que se estableció el agua en esa fundación, se

consideró el agua en la parte inferior del bloque en este caso. En otros casos no había información sobre la presencia de agua, por lo que se consideró que no se encontró el nivel de las aguas subterráneas.

Sobre la base de estas premisas, este tema se dividió en cuatro etapas, donde se encontraba el nivel de las aguas subterráneas en relación con la dimensión del elemento de cimentación: Nivel 1, Nivel 2, Nivel 3 y NE, descrito a continuación:

Nivel 1: agua en el nivel inferior del bloque;

Nivel 2: agua en el centro del bloque;

Nivel 3: agua en la parte superior del bloque

NE: nivel de aguas subterráneas no encontrado.

Posteriormente, después de todos los análisis por empresa, se elaboró el Cuadro 4 donde se resumieron los resultados de las aguas subterráneas y se abordaron generalmente en relación con las cincuenta fundaciones. Como resultado, el 40% del agua se obtuvo en el nivel inferior del bloque, nivel 1; para el nivel 2, el 18% de los cimientos con agua se encontraron en el medio de los bloques; nivel 3 no identificado. La información sobre el nivel de las aguas subterráneas no se encontró en el 42% de las fundaciones de investigación.

Tabla 4. Niveles de las láminas de agua encontradas.

| <b>Resumen de los niveles de las láminas de agua</b> |   |  |   |                                 |
|--|---|--|---|---------------------------------|
| <b>Empresas</b>                                      | <b>NÍVEL 1 - Agua en el nivel inferior del bloque</b> | <b>NÍVEL 2 - Agua en el medio del bloque</b> | <b>NÍVEL 3 - Agua en la parte superior del bloque</b> | <b>NE – Nivel no encontrado</b> |
| Z Ingeniería   | 50%   | 25%  | 0   | 25%                             |
| X Ingeniería   | 67%   | 33%  | 0   | 0                               |
| A Ingeniería   | 17%   | 20%  | 0   | 63%                             |
| Y Ingeniería   | 100%  | 0  | 0   | 0                               |
| T Ingeniería   | 61%   | 17%  | 0   | 17%                             |
| <b>Total</b>   | <b>40%</b>  | <b>18%</b>                                   | <b>0</b>  | <b>42%</b>                      |

### 3.2.4 Edad de la construcción

Otro esfuerzo de la investigación fue tratar de identificar las edades de cada edificio, es decir, desde el año 1, después de la finalización de la construcción hasta el momento en que fue catalogado por la empresa responsable de su recuperación. Sin embargo, no es información que las empresas hayan puesto a disposición en todos los casos estudiados. Se encontraron edificios que presentaban diferentes edades en el momento de la recuperación por RAS.

Los edificios fueron encontrados a la edad de trece años en el momento de su recuperación, con cimientos en zapatos, otros edificios se refieren a cimientos en bloques en pilas y zapatos de 16, 19, 20, 30 a 45 años. En la Figura 5, se citó la información considerando las edades constructivas del edificio hasta 20 años, después de 21 a 30 años, luego de 31 a 40 años y finalmente 41 años en adelante y sus respectivos porcentajes para estos rangos de edad. La Tabla 08 muestra los porcentajes de edificios por su tipo de cimentación.

### EDADES DE CONSTRUCCIÓN

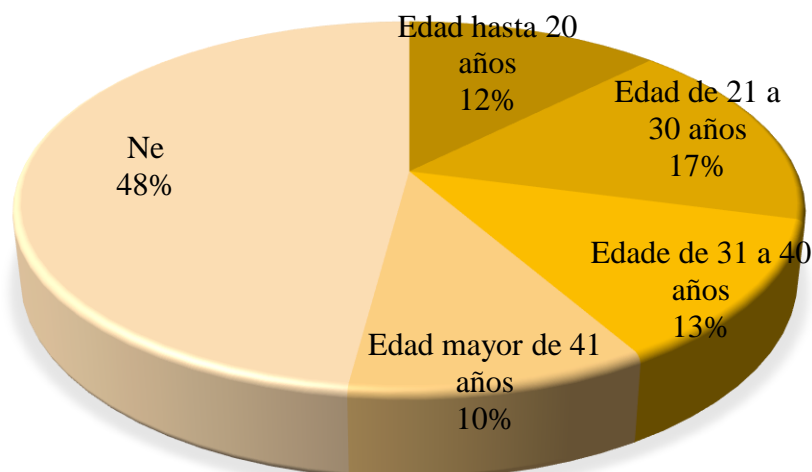


Figura 5. Edades de los edificios.

Las conclusiones de estas fundaciones afectadas por la reacción se produjeron debido a las situaciones adversas mencionadas anteriormente, como el derrumbe del edificio Areia Branca y, en consecuencia, la aparición de la Ley 13.032, que obligaba a los condominios a realizar inspecciones. A partir de ahí, los hallazgos, con diferentes edades constructivas, y empeorados o no de la reacción, fueron decisivos, tras las conclusiones de la reacción a través de pruebas, como la prueba petrográfica, identificando el grado de agresividad establecido en ese elemento fundacional, que podría servir de parámetro en cuanto a la necesidad de intervención urgente o no. Todavía se registró que los años en que se produjeron las recuperaciones fueron en períodos variados, pero principalmente en 2005, 2008, 2009, 2011, 2012, y se extienden hasta el día.

#### 3.2.5 Descubrimiento de la manifestación patológica y los síntomas encontrados

Por lo general, las dificultades asociadas con las interpretaciones sobre ocurrencias de grietas o daños en las estructuras, últimamente ha sido recurrente. Los problemas pueden haber sido causados por varios factores tales como fallas que ocurrieron durante la fase de diseño, uso de materiales incorrectos, mal proceso de construcción o debido a la falta de mantenimiento.

Los síntomas son problemas patológicos que presentan manifestaciones externas características, de las cuales se puede deducir la naturaleza, el origen y los mecanismos de los fenómenos involucrados, así como si estimar sus probables consecuencias. Estos síntomas, también llamados lesiones, daños, defectos o manifestaciones patológicas, pueden ser descritos y clasificados, guiando un primer diagnóstico, basado en observaciones visuales exhaustivas y experimentadas (Helene, 1992).

En esta investigación los síntomas encontrados están casi confundidos con el descubrimiento de la patología, ya que en el 80% de los casos identificados las causas mencionadas fueron a las fisuras. Estos que normalmente se propagan en el suelo, y en algunos casos fueron encontrados por los pilares del sótano, planta baja o pilotis, se identifican haciendo anormal el aspecto del entorno, debido a la patología insertada en los bloques o zapatos, que demuestran sus pruebas en la planta superior inmediatamente.

#### 3.2.6 Distancia del mar para la construcción

Este artículo fue analizado debido a la proximidad a la zona marina, que según NBR 6118: (2014), se considera con el Grado de Agresividad III, considerado fuerte.

Se encontró que la mayoría de los cimientos recuperados 54% se encuentran en la zona Sur, en el

Barrio de Boa Viagem. Los otros cimientos se encuentran en la zona norte, en zonas más remotas. Normalmente, la zona Sur, en esta zona, el nivel de las aguas subterráneas es alto, lo que posiblemente podría haber permitido un ambiente propicio para desencadenar la reacción en los cimientos.

### 3.2.7 Tipo de Fundación

En los cimientos uno de los síntomas más comunes encontrados se informó como fisuras. Existen numerosas dificultades para interpretar las patologías causadas por álcali-sílice (RAS). Sin embargo, es correcto afirmar que una estructura afectada por esta reacción tendrá la presencia del gel exudado, resultante de la reacción. Inicialmente, en las primeras etapas, o en condiciones en las que se formaron pequeñas cantidades, ras no se puede ver a simple vista, requiriendo especialistas y pruebas realizadas en muestras tomadas del elemento afectado para detectarlo.

Según Silva (2013) en su investigación se verificó con reconocidos calculistas, que trabajaban en el mercado inmobiliario de la construcción civil, que se insertaron algunos cambios en los proyectos fundacionales con el propósito de mitigar los efectos perjudiciales de la reacción. Se produjo un cambio en el detalle de los refuerzos de los elementos de cimentación, principalmente en los bloques de corona de las pilas porque tienen grandes volúmenes de hormigón, con refuerzos con mayores espesores en los laterales y en la parte superior (a través de mallas formando una jaula), con el fin de evitar o minimizar posibles grietas debido a alguna expansión del hormigón.

En el caso de esta investigación, ya que los edificios en cuestión tenían más de 15 años, los proyectos no habían sufrido cambios en términos de reacción. La Figura 6 muestra que, de los cincuenta proyectos mencionados, sólo dos tenían fundamentos en el calzado como elemento fundacional, es decir, sólo el 4%, el otro 96% eran fundaciones de bloques.



Figura 6. Tipos de fundaciones.

### 3.3 Diagnóstico

El diagnóstico de estructuras concretas afectadas por la reacción álcali-agregado implica las etapas de recopilación de información, inspección visual, pruebas de muestras de materiales de componentes concretos y testimonios extraídos de la estructura, auscultación a través de instrumentación y seguimiento de su evolución mediante modelado matemático (Priszkulnik, 2005).

El diagnóstico de los cimientos afectados se construyó a través de la información visual, y respuestas concretas a partir de los resultados de los ensayos realizados en los testimonios que concluyeron la existencia de la reacción alcalina sílice. Se reportaron situaciones detalladas sobre el estado de las fundaciones afectadas por la reacción, como la formación de fisuras. La extracción de testimonios fue una herramienta importante que permitió la identificación de grietas internas,

pérdida de adhesión del mortero en la interfaz con los agregados, ocurrencia de bordes de reacción alrededor de los agregados que han reaccionado con los álcalis, presencia de gel en vacíos y profundidad de carbonatación.

### 3.3.1 Lugar de incidencia de grietas en el edificio

Las respuestas encontradas para el sitio de incidencia de fisuras fueron respondidas con información muy similar. Las grietas fueron evidenciadas a través de encuestas, en su mayoría rutinarias, y debido a pistas encontradas en los pisos. Los elementos de los cimientos tenían grietas en la parte superior y los lados. Se realizó un mapeo preliminar de los elementos estructurales, donde se verificó el posicionamiento de las fisuras, sus derivaciones, espesores de su apertura y donde hubo la mayor concentración.

Sobre la base del principio de la combinación de toda la información de las inspecciones visuales, pruebas y documentación del proyecto y la construcción de edificios, sólo entonces fue posible analizar y diagnosticar el problema. Por lo tanto, se hace hincapié en la necesidad de pruebas de laboratorio para confirmar la aparición de la reacción de Sílice Alcalina.

También se informó por las empresas involucradas en este trabajo que se cumplen las inspecciones visuales, así como los controles del proyecto, pero sólo el 48% de los proyectos hicieron uso de pruebas de laboratorio. El otro 52% trató como resultado de los únicos enfoques visuales, como se muestra en la Figura 7. En algunas circunstancias, dependiendo de los problemas financieros, las pruebas se dispensan. En otros después de la verificación in situ del estado de la fundación, la reacción de eliminación se adelantó, de acuerdo con la Figura 8, que se convirtió en recuperación imperativa, haciendo que los propietarios acreditar el diagnóstico sólo a la experiencia de las empresas.

#### DIAGNÓSTICO DE PATOLOGÍA

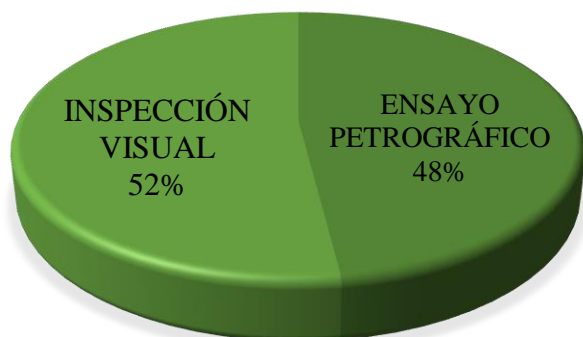


Figura 7. Diagnóstico de patología.



Figura 8. Bloquee el agrietamiento con RAA.

Actualmente se ofrecen varios métodos estandarizados en el mercado para caracterizar la amplia reactividad potencial de los agregados minerales en el cemento portland de hormigón. El análisis petrográfico es un examen para el diagnóstico de la presencia de material reactivo y también para la aparición de manifestaciones asociadas a la reacción, como el borde de reacción en el agregado, microfisuras causados por la expansión, presencia de gel dentro de los poros, entre otros.

El ensayo utilizado para determinar las patologías de esta investigación fue el ensayo petrográfico NBR 15577-3: (2013). Desafortunadamente, como se presentó anteriormente, dependiendo de los costos que las pruebas no se llevaron a cabo. Y en los casos investigados, los testimonios extraídos de los elementos de las fundaciones fueron remitidos a ABCP (Asociación Brasileña de Normas Técnicas) o al IPT (Instituto de Investigación Tecnológica), ambos en São Paulo. El mayor número de pruebas petrográficas, el 80% se atribuyó a ABCP y las demás al IPT.

### **3.4 Procedimientos de recuperación**

En el proceso de recuperación de estructuras concretas la calidad y el resultado de los servicios aplicados depende principalmente de un diagnóstico preciso y de la elección adecuada, que incluye la selección de materiales y equipos a utilizar, necesarios para realizar el servicio. Estos hechos fueron evidenciados con la solicitud de proyectos para fundaciones donde la reacción expansiva estaba en un alto grado de deterioro. Además de estas cuestiones, buscamos los resultados de los inmuebles de hormigón expuestos a la reacción, condición impuesta por las empresas, con el fin de verificar las condiciones en las que se encuentra el hormigón anterior, con el fin de garantizar los buenos resultados en la intervención de los servicios de recuperación. Dada la posesión anterior de estos datos, se determina el proceso de recuperación, los pasos a seguir, los procedimientos de seguridad aplicados y qué materiales se utilizarán en la lucha contra RAS.

#### **3.4.1 Pasos seguidos en el proceso de recuperación**

Los pasos seguidos en el proceso de intervención para la recuperación de la fundación se asemejan a una receta para el tratamiento de una enfermedad. Este proceso fue seguido y ejecutado por las cinco empresas entrevistadas en esta investigación en la mayoría de las recuperaciones, cambiando sólo los materiales utilizados en la búsqueda de la monolitización de los elementos.

La formulación de estos tratamientos de recuperación se ajustó a las preguntas relacionadas con el tamaño, el enrutamiento y la profundidad de las fisuras. Y cuando se trata de procesos de recuperación ras, la búsqueda es asegurar que las piezas estructurales vuelvan a funcionar en su conjunto, monóticamente, con el cierre de sus grietas, logradas mediante la inyección de un material adherente y resistente. Los pasos que componen la recuperación y el orden de su ejecución se describen a continuación:

Demolición y excavación de materiales; Lavado de Superficies de Hormigón; Pico de superficies; Perforación de hormigón; Colmatação y colocación de purgadores; Inyección en las grietas; Montaje de refuerzos y hormigón estructural.

#### **3.4.2 Llenado de fisuras y materiales utilizados**

La inyección es el último paso en el proceso de recuperación y tiene como objetivo permitir el llenado perfecto del espacio formado entre los bordes de una grieta que recompone la base y promueve su monolítico. Los procedimientos realizados en los rellenos de las grietas tuvieron pequeñas variaciones, de una empresa a otra, dependiendo del estado en el que se encontró el elemento estructural y los criterios desarrollados en la inyección.

En los diversos tratamientos estudiados era necesario el uso de materiales con alta resistencia mecánica a la compresión, tracción y cizalla y resina epoxi era uno de los materiales recomendados para el tratamiento de grietas y grietas afectadas por RAS. Porque es un material rígido después de la curación, e importante restringir el tratamiento sólo a las fisuras y grietas pasivas, es decir, que no presentaron movimiento, como fue el caso de los cimientos mencionados en esta obra.

El segundo material utilizado en las inyecciones fue el microcemento. Relativamente nuevo en este procedimiento, es un material creado a partir del propio cemento con una finura de los granos con hasta 8 micrómetros, o 8 milésimas de milímetro, y el 95% de las partículas tienen el mismo tamaño. Aplicado en recuperaciones de fisuras pasivas es un material rígido, después de su curación y utilizado en zonas secas o húmedas. Algunas empresas han optado por este material, ya que promueve a la parte estructural la protección alcalina de los refuerzos, la fuerza compresiva, la tracción y el cizallamiento y el llenado de vacíos, devolviendo el monolito y la fuerza de la estructura

En la investigación, hubo un mayor uso de resinas epoxi en el 82% de los cimientos, seguido de microcemento en el 6% de los cimientos y en el 10% el material utilizado no fue identificado, se muestra en la Figura 9.



En el proceso de inyección, se realizó el uso de purgas plásticas y metálicas, visualizadas en las Figuras 10 y 11. Las purgas metálicas forman parte de los nuevos avances en el proceso de inyección, al que se imputa una inyección con mayor presión, y en consecuencia la penetración del material en áreas de mayor profundidad en un corto período de tiempo. Sin embargo, en todos los materiales recogidos de este estudio, colmatação es un procedimiento utilizado en el cierre de grietas externas para garantizar la inyección, y el material más utilizado son mangueras de plástico, más simples y fácilmente encontrados en el comercio.



Figura 9. Materiales utilizados en inyecciones.

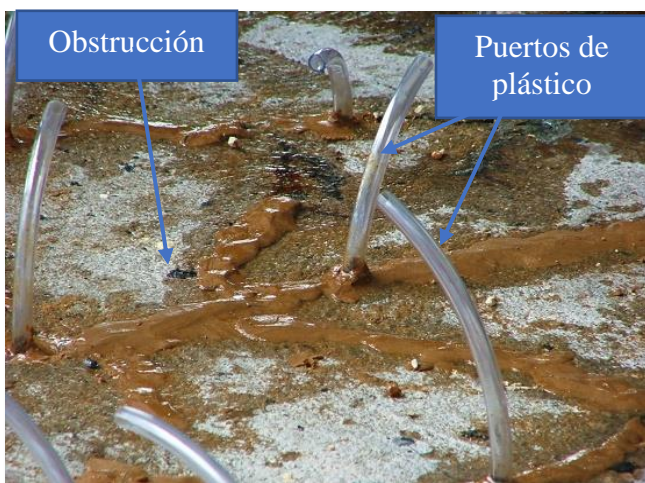


Figura 10. Puertos de plástico.



Figura 11. Puertos metálicos.

### 3.4.3 Camisas y el cálculo de refuerzo

Según Silva (2007) para realizar el proceso de construcción de encapsulación de los bloques afectados por el fenómeno expansivo de RAS, primero se debe tener un entendimiento sobre el comportamiento de la estructura a recuperar. Con la aparición del fenómeno de la Reacción de Sílice Alcalina en los bloques de cimentación en los edificios de la región metropolitana de Recife, entender el comportamiento de estas estructuras se convirtió en un desafío para los técnicos y calculistas de estructuras. Cómo establecer un diagnóstico preciso y adoptar técnicas que sean eficaces para el problema, es decir, devolver al trabajo su estabilidad y fiabilidad de diseño.

En el caso de los cimientos afectados, las zonas con pocos refuerzos eran susceptibles a las expansiones causadas por la reacción. Las pruebas de laboratorio han demostrado que en concreto la expansión se limita a la zona donde no hay compresiones fuertes. Es decir, cimientos como los

zapatos, que en ese momento tenían armadura sólo en las zonas inferiores y las áreas superiores (cuscús) por lo general tenían poca o ninguna armadura, eran susceptibles a la expansión. El cálculo del refuerzo se determinó en algunos casos, a través de la intervención de los calculistas. La evaluación para el uso del proyecto se determinó de acuerdo con el marco de expansión encontrado, en las bases con la reacción avanzada de eliminación, se pidió al cálculo que verificara. Las chaquetas representaban el 81% de los elementos de cimentación con el uso de armadura y el 19% no fueron identificados, que se muestran en la Figura 12.

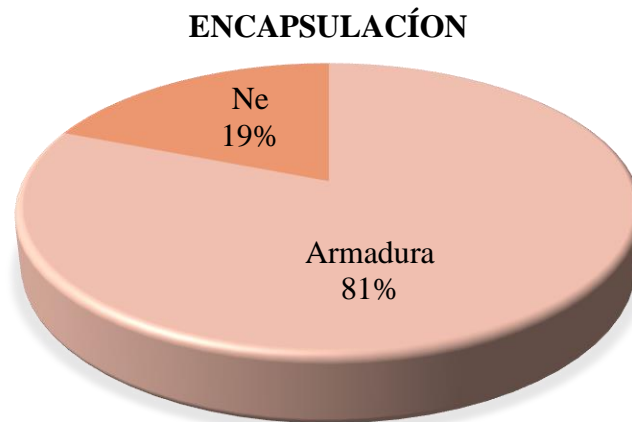


Figura 12. Uso de armadura.

#### 3.4.4 Impermeabilización

Durante la construcción de los cimientos, ya sean zapatos o bloques en función de la reacción, la salud y durabilidad de los cimientos se aseguraron a través de la impermeabilización. Paso importante debido a la exposición de estos elementos en contacto permanente con la humedad del suelo y, cuando no se trata, conducir la humedad por capilaridad.

Para evitar posibles problemas patológicos causados por la humedad, es imprescindible utilizar un sistema de impermeabilización compatible con la geometría de las piezas y con las características de la estructura, como el nivel de las aguas subterráneas. Se verificó en la investigación que en todos los cimientos recuperados, se utilizó impermeabilización en las tapas y lados de los elementos, visualizados en la Figura 13.



Figura 13. Bloque impermeabilizado.

### 3.5 Costes de las recuperaciones

Los recursos asignados en las recuperaciones dependían de cómo sería el tipo de intervención solicitada y los valores presentados. El costo de recuperación fue directamente proporcional a la solución adoptada para su ejecución, considerando la metodología, especificaciones materiales, mano de obra utilizada, obras complementarias, tales como arenas y andamios, bombas de reducción, entre otros.

Se verificó a lo largo de la investigación que los costos, bastante costosos, son responsabilidad del condominio y fueron variados y divididos en dos grupos, de acuerdo con la disponibilidad económica de cada condominio. El primer grupo realizó la recuperación completa en el 100% de las fundaciones y el segundo grupo las recuperaciones fueron realizadas por las partes y durante largos períodos.

### 3.6 Ventana de inspección

Como resultado, se encontró que, de las 50 fundaciones inspeccionadas, sólo dos salieron de las ventanas de inspección. Las ventanas son pequeñas aberturas que quedan en los elementos de cimentación, para monitorear las recuperaciones, visibles en los pisos superiores, visualizadas en la Figura 14 Internamente, pequeños trozos de vidrio se colocan visualizados en la Figura 15, donde previamente se identificaron las fisuras, que después de su rehabilitación, serán monitoreadas periódicamente. En caso de cualquier nuevo movimiento del bloque de cimentación, la tendencia de este vidrio se romperá, indicando posibles indicios de la continuidad del RAS, o alguna otra manifestación patológica.



Figura 14. Ventana de inspección.



Figura 15. Interior de la ventana inspección.

## 4. CONSIDERACIONES FINALES

Este estudio tenía como objetivo trazar un perfil de los procesos utilizados en las recuperaciones de cimentaciones afectadas por la reacción de Sílice Alcalina, a través de la verificación de casos prácticos en 50 fundaciones que fueron rehabilitadas. Se presentan los resultados, que se dividieron en cuatro partes que comprenden las características, diagnóstico, recuperación y costos. Los análisis de los primeros resultados proporcionaron las siguientes declaraciones sobre las características constructivas:

- ✚ En cuanto a los proyectos encuestados, el 96% son residenciales y el 4% comerciales;
- ✚ En cuanto al número de pisos, se encontraron estructuras de 15, 25, 30 a 41 plantas;
- ✚ Determinando los factores de acondicionamiento que influyen en la Reacción se estableció que varios cimientos estaban con sus elementos parcialmente emergiendo en el agua del mandrido.

De estos hallazgos, se encontró que el 40% de los cimientos se insertaron en el nivel 1, es decir, había agua procedente de las aguas subterráneas en contacto permanente con la parte inferior del bloque, no se encontró el 18% de los cimientos con agua en el medio del bloque, el nivel 2 y el nivel 3. En el 42% de los cimientos, no se identificó el nivel de las aguas subterráneas;

- ✚ Las edades constructivas, otros datos analizados desde los edificios, oscilaron entre 10, 15, 16, 20, 22, 25, 30, 40, 41 alcanzando hasta 45 años;
- ✚ Los resultados de las manifestaciones se produjeron a través de controles rutinarios que indicaban la aparición de grietas en los pisos del estacionamiento en el 80% de los casos encuestados;
- ✚ En las distancias de los edificios en relación con el mar, se encontró que el 54% de los cimientos estaban en el sur y el 46% en el norte;
- ✚ Los tipos de fundaciones encontradas eran zapatos con sólo el 4% y bloques con el 96%.

En el segundo material analizado, el diagnóstico concluyó las siguientes preguntas:

- ✚ El sitio de la incidencia de las grietas se identificó en los bloques y zapatos en los lados y en la parte superior de los bloques;
- ✚ El diagnóstico del 42% de los materiales analizados hizo uso de pruebas de laboratorio. Y a través de estudios con la participación de calculistas y especialistas en el área concreta, y dependiendo de la fisura, la edad del edificio y el entorno donde se insertó la fundación, esbozaron una metodología de recuperación para ras basada en los resultados de las pruebas resultantes de extracciones de testimonios que apoyaban la aparición de una receta para combatir la enfermedad de expansión. Sin embargo, el 58% de los materiales analizados buscaron opiniones de empresarios, de los cuales parte de ellos tenían mucha experiencia en los procesos de recuperación y otros supuestamente estaban en la zona, y debido a sus experiencias en otros estudios, sin la presencia de calculistas y resultados de pruebas, determinaron que la intervención debía realizarse como reacción alcalina tras la receta de recuperaciones utilizadas en otros casos.
- ✚ Los ensayos utilizados en el diagnóstico de la reacción del 42% de los cimientos fueron el ensayo petrográfico y el 58% restante diagnosticó la reacción a través de ensayos solo visuales.

En el tercer análisis, se observó información sobre recuperaciones:

- ✚ Las recuperaciones fueron similares en la mayoría de los cincuenta cimientos verificados y siguieron el siguiente procedimiento: demolición y excavación de piezas estructurales, lavado de la superficie de los elementos, esnodo y perforación de hormigón, colmatação, inyección, montaje de refuerzo, concreción e impermeabilización.
- ✚ La inyección en el llenado de las grietas que los materiales utilizados eran epoxi en el 84% de los cimientos, el microcemento en el 6% de los cimientos y en el 10% de los cimientos no se identificó. Lleno de la ayuda de la bomba de inyección neumática;
- ✚ La encapsulación se utilizó en el 81% de las fundaciones y en el 19% no fue identificado. La elección de este proceso fue a través del grado de deterioro en el que estaba la fundación. En las fundaciones más degradadas, las recuperaciones se utilizaron a través de la intervención del proyecto del cálculo.

El cuarto material de compilación fueron los costes de la recuperación y las ventanas de inspección:

- ✚ Los costos fueron pagados en su totalidad por los condominios, con la excepción de dos recuperaciones. Uno presentó el 50% de los costos pagados fue por la constructora y el otro el 50% por el condominio. El otro fue la recuperación de sólo cuatro zapatos y los costos pagados por la empresa constructora. Se encontraron valores costosos en las recuperaciones que variaron según las dimensiones de las piezas, el grado de degradación de la cimentación y también el

- procedimiento elegido para la restauración de la misma;
- ✚ El último objetivo de esta investigación sería identificar los cimientos que han sido sometidos a recuperaciones y si se dejó una ventana de inspección para posibles controles adicionales. En sólo el 4% de los cimientos se dejaron ventanas de inspecciones.

## 5. CONCLUSIONES

Con el resultado de esta investigación se puede tener una visión general real de los procedimientos utilizados en las recuperaciones en los años 2004 hasta la actualidad. Sin embargo, se sabe que, en los tratamientos aplicados, se observó la similitud de estos procesos, seguido de pequeños cambios. En entrevista con algunos de los directivos de las empresas, se constató que desde las recuperaciones realizadas en el puente Paulo Guerra en el año 2000, los materiales utilizados y los procedimientos de recuperación han progresado poco. Por ejemplo, la inyección mediante purgas de plástico y metal, aunque el sistema utilizado con purgas de plástico sigue siendo el más solicitado. Otro cambio se produjo en los materiales utilizados en la inyección, con el uso de microcemento, pero el epoxi siguió siendo el material más utilizado.

En las recuperaciones de los cimientos ejecutados, es necesario un seguimiento eficaz y sistemático, ya que la Reacción Álcali-Sílice puede manifestarse de nuevo, porque todavía hay muchas lagunas en los resultados de estas intervenciones, revelando que es extremadamente importante aplicar una ventana de inspección que permita los controles de seguimiento. Especialmente en las fundaciones rehabilitadas que no presentaban seguimiento técnico del personal cualificado y los resultados de las pruebas, predominantemente elementos para la determinación consciente y coherente de los procedimientos de la manifestación patológica. Como resultado, hay una falta de un diagnóstico concreto que posiblemente conducirá al uso de procesos equivocados y la continuidad de una enfermedad no asegurada. Se observó que la búsqueda de menores costos, en contra de las buenas prácticas de ejecución y la garantía de buenos resultados. En las cincuenta fundaciones encuestadas, sólo dos dejaron las ventanas de inspección, lo que representa el 4% de las obras encuestadas que permitieron el seguimiento.

En los materiales encuestados, verificamos la búsqueda de información sobre la química de la reacción, la microestructura de los agregados, las medidas atenuantes, las prevenciones, pero es necesario mirar aquellos cimientos recuperados, que no tienen la respuesta de la eficiencia de estos procedimientos utilizados como forma de recuperación, ni el tiempo de su durabilidad. La eficacia de los resultados futuros en la lucha contra la RAA en fundaciones antiguas también debería ser una razón de seguimiento sistemático para garantizar su salud estructural.

## 5. AGRADECIMIENTOS












Este artículo es de gran relevancia para la comunidad científica/académica y no sería posible sin la colaboración de todos los participantes que estuvieron presentes durante su producción y desarrollo. Estamos inmensamente agradecidos a la Universidad Católica de Pernambuco y a la Universidad de Pernambuco por su asociación en la preparación del artículo y por su apoyo a través del Aviso de Apoyo al Investigador - APQ 2019 y la Coordinación para la Mejora del Personal de Educación Superior - Brasil - (CAPES) - Código de Financiamiento 001.

## 6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Andrade, T., Silva, J. J. R., Almeida R., Figueirôa, J. P., Kihara, Y., Pecchio, M. (2006), “*Diagnóstico de Reação Álcali-Agregado em Blocos de Fundação de um Edifício Público situado na Cidade do Recife/PE.*” In: II Simpósio Sobre Raa em Estruturas de Concreto. IBRACON.

- Andrade, T. (2006) “*Histórico de Casos de RAA Ocorridos Recentemente em Fundações de Edifícios na Região Metropolitana do Recife.*”, In: II Simpósio Sobre Raa em Estruturas de Concreto. IBRACON.
- Associação de Normas Técnicas (2013). *NBR 15577: Guia para avaliação da reatividade potencial e medidas preventivas para uso de agregados em concreto.* Rio de Janeiro.
- Associação de Normas Técnicas (2013). *NBR 15577-1: Guia para Avaliação da Reatividade Potencial e Medidas Preventivas para Uso de Agregado em Concreto.* Rio de Janeiro, 2008. 11p.
- Associação de Normas Técnicas (2013). *NBR 15577-2: Coleta, Preparação e Periodicidade de Ensaio de Amostras de Agregados para Concreto.* Rio de Janeiro, 2008. 2p.
- Associação de Normas Técnicas (2013) *NBR 15577-3: Análise Petrográfica para Verificação de Potencialidade Reativa de Agregados em Presença de Álcalis do Concreto.* Rio de Janeiro, 2008. 8p.
- Associação de Normas Técnicas (2013). *NBR 15577-4: Determinação da Expansão em Barras de Argamassa pelo Método Acelerado.* Rio de Janeiro, 2008. 12p.
- Associação de Normas Técnicas (2013). *NBR 15577-5: Determinação da Mitigação da Expansão em Barras de Argamassa pelo Método Acelerado.* Rio de Janeiro, 2008. 5p.
- Associação de Normas Técnicas (2013). *NBR 15577-6: Determinação da Expansão em Prismas de Concreto.* Rio de Janeiro, 2008. 16p.
- Associação de Normas Técnicas (2014). *NBR 6118: Estruturas de concreto armado – Procedimento.* Rio de Janeiro, 2014. 238 p.
- Battagin, A., Silveira, A.L., Munhoz, F., Battagin, I. (2016), “*A Evolução da Cultura da Prevenção da Reação Álcali-Agregado no Mercado Nacional.*” Associação Brasileira de Cimento Portland. In: Concreto e construções. Ano 44. Ed. IBRACON.
- Hasparyk, N. P. (1999), “*Investigação dos Mecanismos da reação Álcali-Agregado – Efeito da Cinza de Casca de Arroz e da Sílica Ativa.*” Dissertação de Mestrado em Engenharia, Universidade Federal de Goiás, Goiânia.
- Hasparyk, N. (2005), “*Investigação do Concreto Afetados pela Reação Álcali Agregado e Caracterização Avançada do Gel Exsudado.*” Tese de Doutorado em Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- Helene, P. (1992), *Manual para Reparo, Reforço e Proteção de Estruturas de Concreto.* 2ª Ed. São Paulo, PINI.
- Priszkulnik, S. (2005), *Inspeção e Diagnóstico de Estruturas de Concreto Afetadas pelas reações Cimento-Agregado.* In: ISAÍÁ, G.C. Concreto: Ensino, pesquisa e realizações. São Paulo: Ed. Ibracon. Vol 2.
- Silva, C. S. (2013), “*Reação Álcali-Agregado: Diagnóstico, Tratamento e Cuidados na Execução de Elementos em Concreto Armado nas Fundações da RMR.*” Monografia em Engenharia, Universidade de Pernambuco, Recife.
- Silva, G. A. (2007), “*Recuperação de Blocos de Coroamento afetados pela reação Álcali-Agregado.*” Dissertação de Mestrado em Engenharia, Universidade Católica de Pernambuco, Recife, 2007.
- Munhoz, F. A. C. (2007), “*Efeito de Adições Ativas na Mitigação das reações Álcali-Sílica e Álcali-Silicato.*” Dissertação de Mestrado em Engenharia, Universidade de São Paulo, São Paulo.
- Otoch, S. (2016), *Reação álcali-agregado: o que é e como evitar?.* “*A Evolução da Cultura da Prevenção da Reação Álcali-Agregado no Mercado Nacional.*” Associação Brasileira de Cimento Portland. In: Concreto e construções. Ano 44. Ed. IBRACON.

## Revista Alconpat: 10 años de historia (2011 – 2021)

P. Castro-Borges<sup>1\*</sup> , E. Sabido-Maldonado<sup>2</sup>, J. M. Mendoza-Rangel<sup>3</sup> , P. Helene<sup>4</sup> ,  
P. Garcés-Terradillos<sup>5</sup> , A. A. Torres-Acosta<sup>6</sup> , M. Fernández-Cánovas<sup>7</sup> , R. Husni<sup>8</sup>,  
O. Troconis-Rincón<sup>9</sup> , F. Branco<sup>10</sup> , J. I. Escalante-García<sup>11</sup> , F. Alonso-Farrera<sup>12</sup> ,  
M. A. Olavarrieta-Parisot<sup>13</sup> 

\*Autor de Contacto: [pcastro@cinvestav.mx](mailto:pcastro@cinvestav.mx)

DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v11i2.534>

Recepción: --/--/---- | Aceptación: --/--/---- | Publicación: 01/05/2021

### RESUMEN

El objetivo de este trabajo es presentar a la comunidad los logros y retos por venir de la Revista Alconpat en sus primeros diez años de existencia. Se realiza una narración de: cómo surgió la idea de tener una revista científico/técnica en Alconpat Internacional; cuando, como y donde se llevaron a cabo las discusiones y el proyecto; la implementación, el primer número, la puntualidad; los requisitos y retos a cumplir para las primeras indizaciones (Scielo México, Scielo WoS, Redalyc, Latindex, Google); los proyectos CONACyT que permitieron cumplir poco a poco los requisitos para eventuales aplicaciones a índices superiores (Scopus y WoS), repositorios, directorios (DOAJ) y super servidores; marcaciones electrónicas, publicación en tres idiomas (español, portugués e inglés), los tiempos administrativos para publicación puntual, etc. Al final se hace un extenso agradecimiento a todos los que han intervenido en estos 10 años iniciales.

**Palabras clave:** Revista Alconpat; Scielo; WoS; Redalyc, Latindex, Google Académico.

**Citar como:** Castro-Borges, P., Sabido-Maldonado, E., Mendoza-Rangel, J. M., et al. (2021), “Revista Alconpat: 10 años de historia (2011-2021)”, Revista ALCONPAT, 11(2), pp. 146 – 157, DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v11i2.534>

<sup>1</sup> Cinvestav del IPN, Unidad Mérida, Yucatán, México; **Editor en Jefe** fundador de Revista Alconpat, **México**.

<sup>2</sup> Alconpat-Internacional, **Editor Asistente** de Revista Alconpat, **México**.

<sup>3</sup> Facultad de Ingeniería Civil, UANL; **Editor Gerente fundador** de Revista Alconpat, **México**.

<sup>4</sup> Universidad de Sao Paulo; **Editor Asociado fundador** y en funciones de Revista Alconpat, Editor de Idioma, **Brasil**.

<sup>5</sup> Universidad de Alicante; **Editor Asociado** y en funciones de Revista Alconpat, **España**.

<sup>6</sup> Tecnológico de Monterrey, Campus Querétaro; **Editor Asociado** en funciones de Revista Alconpat, **México**.

<sup>7</sup> Universidad Politécnica de Madrid; **Editor Asociado fundador** en funciones de Revista Alconpat, **España**.

<sup>8</sup> Universidad de Buenos Aires; **Editor Asociado fundador** en funciones de Revista Alconpat, **Argentina**.

<sup>9</sup> Universidad de Zulia; **Editor Asociado fundador** en funciones de Revista Alconpat, **Venezuela**.

<sup>10</sup> Instituto Técnico Superior de Lisboa; **Editor Asociado fundador** en funciones de Revista Alconpat, **Portugal**.

<sup>11</sup> Cinvestav del IPN, Unidad Saltillo, Coahuila, México; **Editor Asociado fundador** de Revista Alconpat, **México**.

<sup>12</sup> Universidad Autónoma de Chiapas, México; **Co-Editor en Jefe** (2020-2021) de Revista Alconpat, **México**

<sup>13</sup> Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado; **Editor de Idioma** en funciones de Revista Alconpat, **Venezuela**

### Contribución de cada autor

En este trabajo P. Castro-Borges conceptualizó el trabajo, condujo la discusión y escribió el artículo; E. Sabido-Maldonado realizó el formateo, recolectó la información, preparó las figuras y tablas, y contribuyó en la discusión de como presentar la información; los otros coautores participaron en la discusión y revisión del trabajo.

## Revista Alconpat: 10 years of history (2011 - 2021)

### ABSTRACT

The objective of this work is to present to the community the achievements and challenges to come of the Alconpat Journal in its first ten years of existence. A narration is made of: how the idea of having a scientific / technical journal in Alconpat International arose; when, how and where the discussions and the project took place; the implementation, the first issue, the punctuality; the requirements and challenges to meet for the first indexations (Scielo México, Scielo WoS, Redalyc, Latindex, Google); the CONACyT projects that made it possible to gradually meet the requirements for eventual applications at higher indexes (Scopus and WoS), repositories, directories (DOAJ) and super servers; electronic markings, publication in three languages (Spanish, Portuguese and English), administrative times for publishing any specific issue, etc. At the end, an extensive acknowledgement is made to all those who have participated in these initial 10 years.

**Keywords:** Alconpat Journal; Scielo; WoS; Redalyc, Latindex, Google Scholar.

## Revista Alconpat: 10 anos de história (2011 - 2021)

### RESUMO

O objetivo deste trabalho é apresentar à comunidade as conquistas e desafios da Revista Alconpat em seus primeiros dez anos de existência. Narra-se: como surgiu a ideia de uma revista científica/técnica na Alconpat Internacional; quando, como e onde as discussões e o projeto ocorreram; como foi a implementação, a primeira questão, a pontualidade; os requisitos e desafios a cumprir para as primeiras indexações (Scielo México, Scielo WoS, Redalyc, Latindex, Google); os projetos do CONACyT que possibilitaram atender gradativamente os requisitos para eventuais aplicações em índices superiores (Scopus e WoS), repositórios, diretórios (DOAJ) e super servidores; marcações eletrônicas, publicação em três idiomas (espanhol, português e inglês), tempos administrativos para publicação específica, etc. Ao final, um extenso agradecimento a todos aqueles que participaram desses primeiros 10 anos.

**Palavras-chave:** Revista Alconpat; Scielo; WoS; Redalyc, Latindex, Google Scholar.

### 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.

### 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 del título de la revista 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 idea de crear la Revista de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción A. C.- Internacional (ALCONPAT) inició en el marco del Congreso CONPAT 2003, cuando se planteó por primera vez la necesidad real de contar con un mecanismo de divulgación formal en dicha asociación, una revista seria, académica y original, que enfocase sus esfuerzos a temas originales cultivados desde hace casi 30 años en la Asociación. La evolución de la idea y el proyecto tardaron varios años en consolidarse, pero todo se reforzaba a medida que aumentaba el acervo de trabajos de calidad presentados en los eventos CONPAT. Fue durante el Congreso CONPAT 2009 que se presenta de manera formal al Consejo Superior, órgano máximo de la Asociación, el proyecto formal de formación de la Revista, logrando su aprobación para iniciar sus actividades oficialmente en el año siguiente. Durante el año 2010 se trabajó intensamente en el diseño y puesta en marcha del sitio web para el mecanismo de envío, recepción, evaluación y publicación de los artículos, para finalmente, el 31 de diciembre del año 2010 se publicará de manera electrónica el primer número del volumen 1 correspondiente al año 2011, dándose a conocer como “Revista ALCONPAT” (o RA por sus siglas).

En el año 2013 se genera el registro de información legal que incluye el derecho de uso exclusivo internacional del nombre de “Revista ALCONPAT” y su número ISSN correspondiente (ISSN: 2007-6835).

En el año 2015, durante la publicación del volumen 5, RA participa en la Convocatoria para pertenecer al índice de Revistas Científicas y Tecnológicas del CONACyT (Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología – México), logrando esta distinción en el mismo año. Este hecho es un parteaguas que impulsa la RA hacia estándares mayores como la pertenencia a índices de prestigio, migración a plataforma OJS (Open Journal System) y número DOI (Digital Object Identifier), entre otros. Actualmente la revista ha ascendido al máximo nivel de “Revista Competente a Nivel Internacional” en CONACyT.

En el año 2016, gracias a la indización de CONACyT, se logró incorporar la revista en el índice de Scielo México y junto con ello la inclusión en SciELO Citation Index, base de datos integrante de Web of Science. En el año 2017 RA inicia en Google Académico donde pueden consultarse datos importantes.

En 2018 la RA postuló a un proceso largo para su inclusión en Scopus, y un año después se recibió retroalimentación con sugerencias de pequeños cambios que fueron implementados y que serán de nuevo evaluados a partir de mayo de 2021. En 2018 la RA fue incorporada en otros índices como son Redalyc y en la plataforma de OJS 2 se incorporó un apartado de estadísticas para poder ver que artículo ha sido más descargado, que país tiene más visitas, cual es el número más consultado, etc., y la implementación de la publicación de XML Jats. De igual forma RA fue incluida en 2018 en el Catálogo y directorio de Latindex.

En 2020 la RA se muda a la versión más reciente y estable del sistema de evaluaciones OJS (Versión 3.2.1.4), un nuevo diseño del portal, nuevos plugins incorporados como son Visor XML, módulo de Catch, módulo de compartir artículo, etc., así como la actualización e incorporación de nuevas políticas editoriales y éticas, todas ellas con apego al COPE (Committee on Publication Ethics), esto con el fin de poder incrementar la visibilidad y accesibilidad. Se optó por la opción de cambiar la licencia de Creative Commons a una más abierta y con menos restricciones (CC BY, <https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>), que es un requisito para pertenecer a DOAJ (Directory of Open Access Journals). Otro de los requisitos de los índices importantes son los sistemas de preservación digital que ahora se tienen, una licencia de software antiplagio (iThenticate con Crossref Similarity Check), y también una herramienta de Google Analytics, que proporciona estadísticas individuales por artículo y otras mejoras que permitirán el ingreso durante 2021-2022 a DOAJ y probablemente a Scopus y JCR. Como datos importantes, la RA tiene ya un Factor de Impacto (FI) que en 2016 era 0.03 incrementándose poco a poco hasta llegar a 0.16 en

Scielo Analytics (Tabla 1), esperando que mejore y sea refrendado cuando sea incorporada a otros índices.

Tabla 1. Factor de impacto de la Revista Alconpat desde 2016 (Scielo México)

| Año base 2016 | citas en 2016 para |      |      |            | artículos publicados en |      |            | factor de impacto | citas hechas en 2016 para artículos de 2016 | artículos publicados en 2016 | índice de inmediatez |
|---------------|--------------------|------|------|------------|-------------------------|------|------------|-------------------|---|------------------------------|----------------------|
|               | todos los años     | 2015 | 2014 | 2015+ 2014 | 2015                    | 2014 | 2015+ 2014 |                   |   |                              |                      |
|               | 7                  | 0    | 1    | 1          | 18                      | 18   | 36         |                   |   |                              |                      |
| Año base 2017 | citas en 2017 para |      |      |            | artículos publicados en |      |            | factor de impacto | citas hechas en 2017 para artículos de 2017 | artículos publicados en 2017 | índice de inmediatez |
|               | todos los años     | 2016 | 2015 | 2016+ 2015 | 2016                    | 2015 | 2016+ 2015 |                   |   |                              |                      |
|               | 7                  | 0    | 1    | 1          | 22                      | 18   | 40         |                   |   |                              |                      |
| Año base 2018 | citas en 2018 para |      |      |            | artículos publicados en |      |            | factor de impacto | citas hechas en 2018 para artículos de 2018 | artículos publicados en 2018 | índice de inmediatez |
|               | todos los años     | 2017 | 2016 | 2017+ 2016 | 2017                    | 2016 | 2017+ 2016 |                   |   |                              |                      |
|               | 13                 | 2    | 1    | 3          | 22                      | 22   | 44         |                   |   |                              |                      |
| Año base 2019 | citas en 2019 para |      |      |            | artículos publicados en |      |            | factor de impacto | citas hechas en 2019 para artículos de 2019 | artículos publicados en 2019 | índice de inmediatez |
|               | todos los años     | 2018 | 2017 | 2018+ 2017 | 2018                    | 2017 | 2018+ 2017 |                   |   |                              |                      |
|               | 14                 | 2    | 4    | 6          | 16                      | 22   | 38         |                   |   |                              |                      |

Como resultado del incremento de visibilidad de la RA, ha habido también un aumento de consultas y descargas como el que se aprecia en la figura 1. En especial llama la atención la variedad de países que consultan RA, que en forma gráfica se aprecia en la figura 2, y en forma cuantitativa en la figura 3. La RA ha sido revisada y/o descargada en más de 130 países. La tendencia en distribución de estas descargas refleja, de alguna manera, la distribución geográfica de autores, el acceso a fuentes de información, el grado de desarrollo científico, y otras.

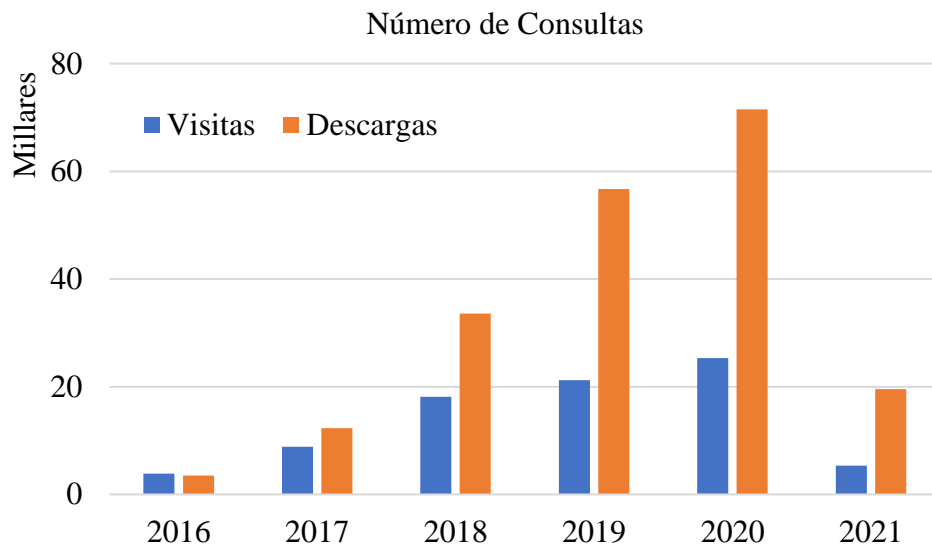


Figura 1. Descargas y visitas a la página, número de consultas de resumen de los artículos desde 2016 hasta 2021. (fuente: OJS de la Revista Alconpat)

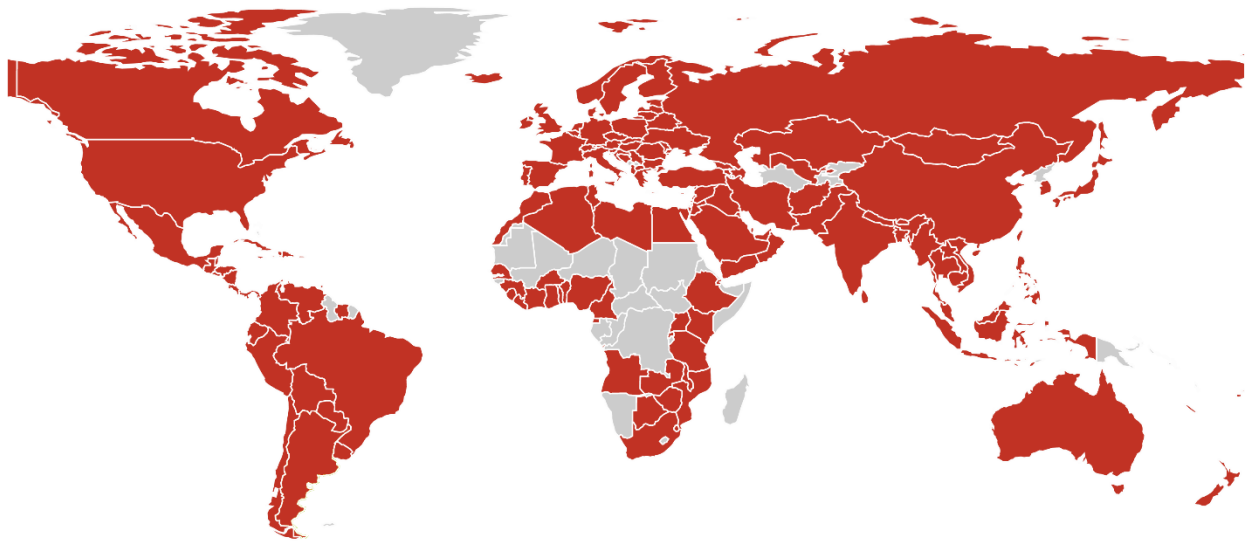


Figura 2. Países con mayor número de visitas, en color rojo. (OJS de la Revista Alconpat)

Tabla 2. Países con números de visitas en el año 2020.

| País                      | No de visitas | País      | No de visitas | País                        | No de visitas | País        | No de visitas |
|---------------------------|---------------|-----------|---------------|-----------------------------|---------------|-------------|---------------|
| Brasil                    | 9303          | Indonesia | 89            | Nepal                       | 19            | Belice      | 4             |
| México                    | 3672          | Uruguay   | 74            | República Unida de Tanzania | 17            | Senegal     | 4             |
| Estados Unidos de América | 3320          | Grecia    | 73            | República de Serbia         | 17            | Togo        | 4             |
| Perú                      | 2152          | Irak      | 70            | Dinamarca                   | 16            | Zimbabue    | 4             |
| India                     | 1685          | Australia | 65            | Lituania                    | 15            | Yemen       | 4             |
| Colombia                  | 1421          | Sudáfrica | 64            | Mongolia                    | 15            | Bielorrusia | 4             |
| Rusia                     | 1138          | Honduras  | 62            | Marruecos                   | 14            | Jamaica     | 3             |

|                 |     |                        |    |                      |    |                   |   |
|-----------------|-----|------------------------|----|----------------------|----|-------------------|---|
| España          | 886 | República Dominicana   | 60 | Bulgaria             | 13 | Haití             | 3 |
| Bolivia         | 783 | Polonia                | 60 | Austria              | 13 | Islandia          | 3 |
| Argentina       | 565 | Malasia                | 60 | Nueva Zelanda        | 13 | Benín             | 3 |
| porcelana       | 565 | Egipto                 | 59 | Eslovenia            | 12 | Guinea            | 2 |
| Alemania        | 456 | Tailandia              | 58 | Siria                | 11 | Sierra Leona      | 2 |
| Ecuador         | 436 | Etiopía                | 56 | Albania              | 11 | Liberia           | 2 |
| República Checa | 408 | Emiratos Árabes Unidos | 54 | Puerto Rico          | 10 | Costa de Marfil   | 2 |
| Francia         | 402 | Nigeria                | 49 | Líbano               | 10 | Botswana          | 2 |
| Portugal        | 395 | Costa Rica             | 48 | Kazajistán           | 10 | Djibouti          | 2 |
| Corea del Sur   | 350 | Vietnam                | 45 | Ruanda               | 9  | macedonia         | 2 |
| Chile           | 342 | Mozambique             | 42 | Kuwait               | 9  | Georgia           | 2 |
| Ucrania         | 325 | Israel                 | 40 | Katar                | 8  | Laos              | 2 |
| Reino Unido     | 298 | Bélgica                | 38 | Letonia              | 8  | Surinam           | 1 |
| Panamá          | 231 | Kenia                  | 37 | Estonia              | 8  | Burkina Faso      | 1 |
| Venezuela       | 170 | El Salvador            | 36 | Afganistán           | 8  | Guinea Ecuatorial | 1 |
| Irlanda         | 170 | Angola                 | 32 | Camerún              | 7  | Swazilandia       | 1 |
| Canadá          | 168 | Noruega                | 28 | Uganda               | 7  | Malawi            | 1 |
| Italia          | 160 | Ghana                  | 28 | Túnez                | 7  | Armenia           | 1 |
| Filipinas       | 130 | Noruega                | 28 | Croacia              | 7  | Azerbaiyán        | 1 |
| Suecia          | 125 | Bangladesh             | 28 | Zambia               | 6  | Uzbekistan        | 1 |
| Japón           | 123 | Arabia Saudita         | 27 | Chipre               | 6  | Bután             | 1 |
| Países Bajos    | 118 | Suiza                  | 27 | Camboya              | 6  | Myanmar           | 1 |
| Cuba            | 116 | Nicaragua              | 26 | Trinidad y Tobago    | 5  | Nueva Caledonia   | 1 |
| pavo            | 115 | Argelia                | 26 | Libia                | 5  | Fiyi              | 1 |
| Paraguay        | 110 | Jordán                 | 26 | Bosnia y Herzegovina | 5  |                   |   |
| Guatemala       | 108 | Finlandia              | 26 |                      |    |                   |   |
| Pakistán        | 100 | Taiwán                 | 26 |                      |    |                   |   |
|                 |     | Omán                   | 23 |                      |    |                   |   |

La RA tiene el más alto índice de internacionalización que considera Redalyc, figura 3. El índice de internacionalización está conformado por 5 grupos e igual número de subgrupos. El nivel más alto de internacionalización está definido por G1 y el de menor G5.

El índice de internacionalización se deriva de tres variables con diferentes pesos:

1. Proporción (%) de autores extranjeros (valor 0.25);
2. Número de países extranjeros (valor 0.35);
3. Proporción de artículos con al menos un autor extranjero (valor 0.45).

El nivel de internacionalización de una revista permite observar el nivel de participación extranjera. El Grupo G1<sup>1</sup> indica el mayor nivel de internacionalización y el G5<sup>5</sup> el de menor internacionalidad o mayor endogeneidad. Redalyc consideró importante la creación de los subgrupos porque G2<sup>1</sup> indica que está muy cerca del G1, mientras G2<sup>5</sup> indica que está mucho más cerca del G3 y con probabilidades de descender de grupo. Mantener el G1 es un reto para cualquier revista, y en especial aquellas que aspiran a índices científicos importantes.



Figura 3. Índice de internacionalización de la Revista Alconpat (Datos y figura cortesía de Redalyc).

Uno de los retos de RA ha sido mantener un estándar en cuanto a puntualidad y tiempos de publicación. Desde un principio se prometió una tendencia óptima promedio hacia las 17 semanas (4 meses) desde el envío hasta la publicación, mismo que según Redalyc se ha mantenido muy cerca en 17.39 como denota la figura 4.



Figura 4. Semanas promedio de recepción – aceptación de la Revista Alconpat :17.39 semanas (Datos cortesía de Redalyc).

Al igual que otras revistas que se evalúan en diversos índices, la Revista Alconpat debe mantener una producción citable importante, pues debido a su vocación inicial práctica, los casos de estudio fueron su motivación inicial más importante. Las tendencias en estos 10 años han sido las de un aumento en la producción citable como lo denotan los artículos de investigación y de revisión publicados desde entonces. La distribución por tipo de artículo durante estos 10 años puede observarse en la figura 5.

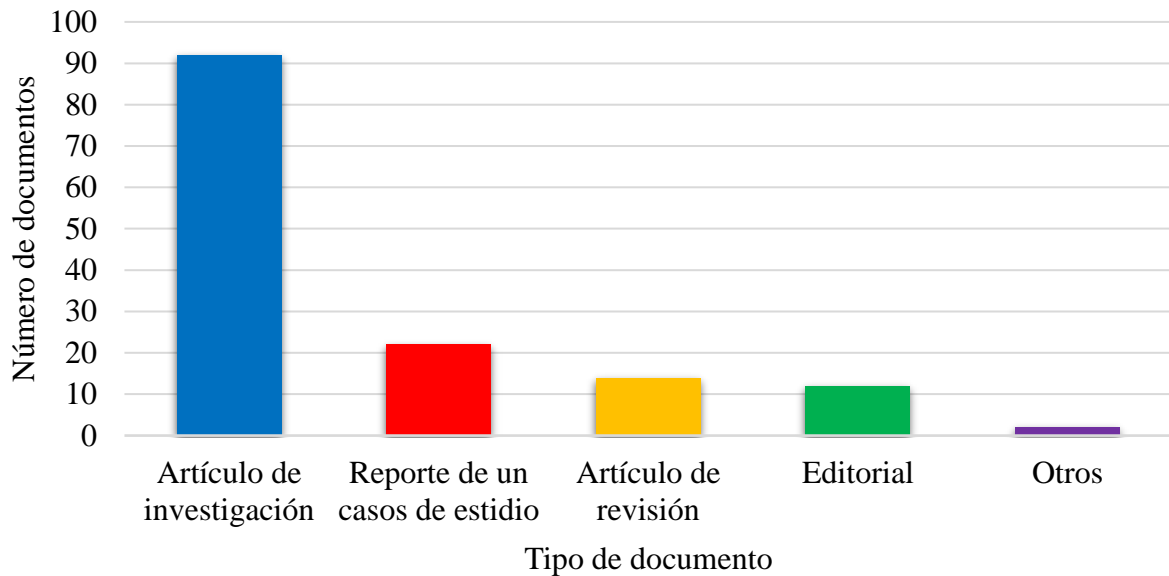


Figura 5. Distribución de documentos por tipos de artículo (Datos cortesía de Scielo Analytics)

Sin duda, la internacionalización de la RA es aún preferente en Latinoamérica, aunque cada vez se tienen más trabajos del resto del mundo, como se observa en la figura 6. Una fuerte influencia de Brasil y México han marcado el derrotero de la RA en estos 10 años.

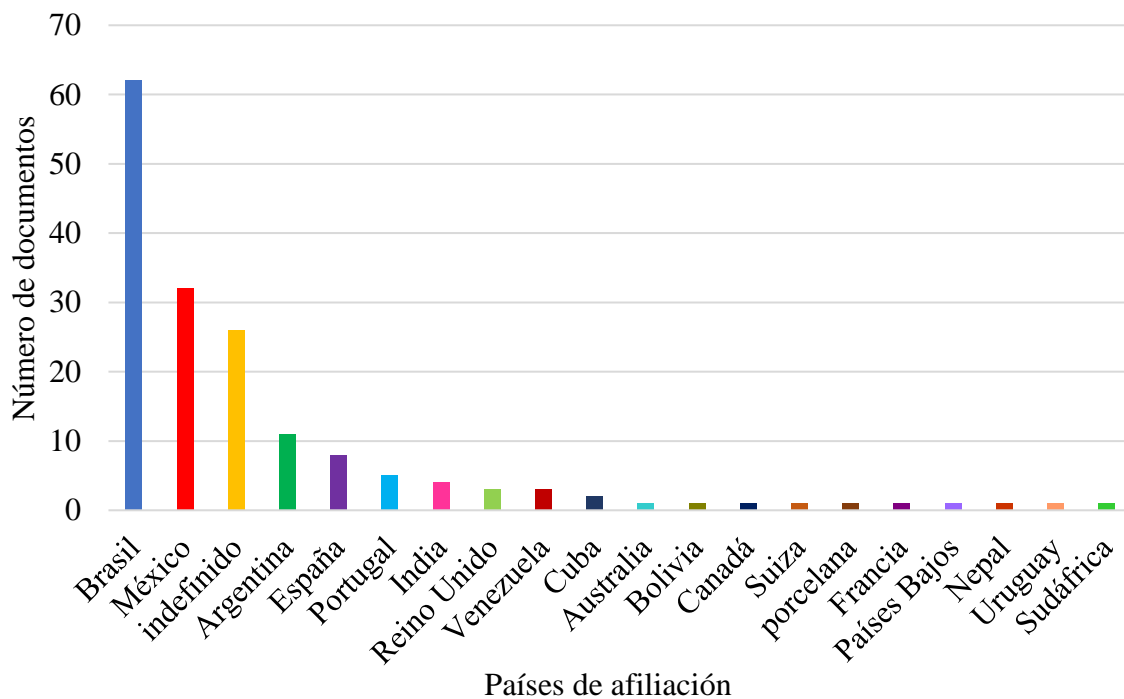


Figura 6. Distribución de documentos por países de publicación (datos de Scielo Analytics)

Sin duda, el número de autores por artículo es un asunto que involucra cada vez más la evaluación en los Consejos de Ciencia y Tecnología de nuestros países. La Figura 7 muestra esta tendencia en RA, donde hay un predominio en la zona de 3-4 autores, lo cual es bastante atractivo para sistemas de evaluación como el de México o Brasil. Es de notar también, la presencia importante de artículos con un solo autor, lo cual denota independencia y liderazgo, mismos que coinciden con la trayectoria de esos autores en sus artículos.

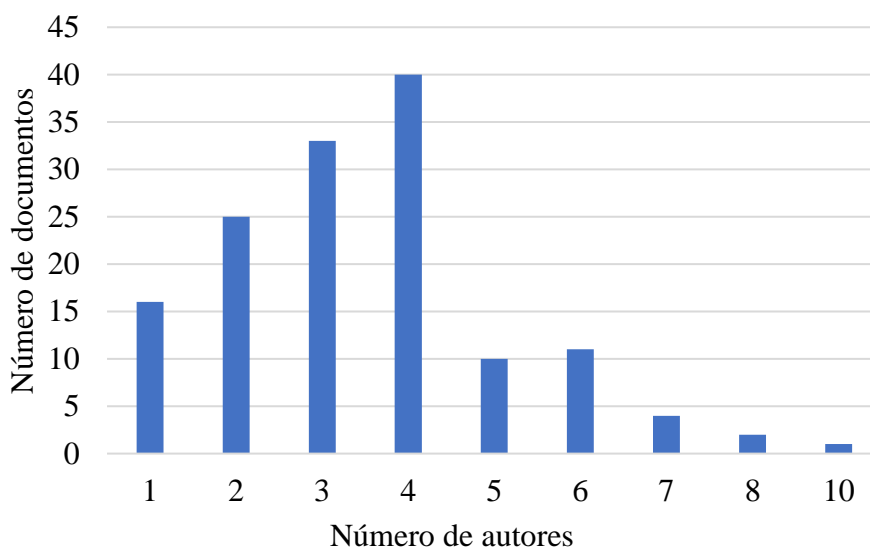


Figura 7. Distribución de documentos por número de autores por artículo (datos cortesía de Scielo Analytics).

Un aspecto también importante en la calidad de un Journal son las referencias, figura 8. Alconpat muestra una tendencia a alrededor de 20 referencias promedio (o un rango entre 15 y 25) que es un número muy aceptable si se tiene en cuenta que la producción citable relativa a artículos de investigación básica o aplicada, y a revisiones es de alrededor de 2/3 de la producción total, figura 5. Como una síntesis modesta, la RA tiene una tendencia general positiva (paso ascendente que dura y es constante) en sus modestas estadísticas y que podrían resumirse en el aumento lento pero constante de su factor de impacto, tabla 1. Al cierre de esta publicación, se tenía ya retroalimentación de DOAJ, por lo que es probable que, según los planes, RA esté aplicando con muy buenas posibilidades a Scopus y JCR.

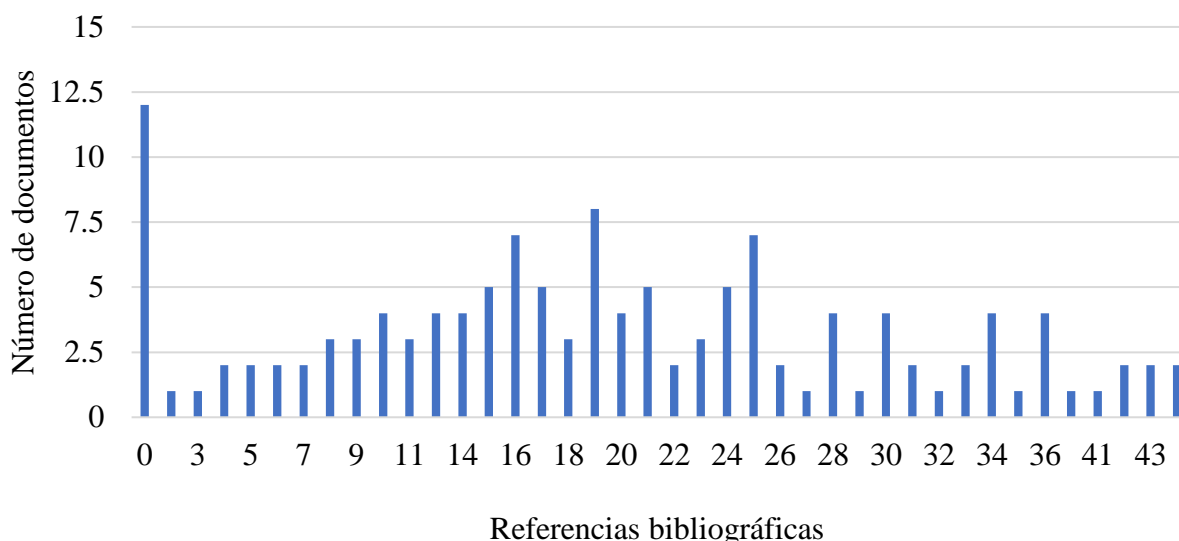


Figura 8. Distribución de documentos por número de referencias bibliográficas por artículo (Scielo Analytics)

El futuro de RA se vislumbra alentador y fructífero. A 10 años de distancia, debe hacerse un amplio reconocimiento al cuerpo editorial original y a quienes se han ido sumando a esta iniciativa que ha llevado RA a donde está ahora. Pero sin duda, el mayor reconocimiento lo merecen los

autores de artículos, quienes han confiado en RA y han invertido tiempo, dinero y esfuerzo para publicar su trabajo de investigación aquí, a pesar de que muchos de ellos han tenido mejores opciones en su momento. Por último, los lectores, que sin ellos RA no sería nada, un especial agradecimiento por leer, descargar y citar. Su preferencia dará sin duda en un lapso corto, oportunidades de seguir mejorando a través de mejores herramientas para consulta e indexación. En nombre del Consejo Editorial muchas, muchas, muchas gracias a todos. Durante 2021, y al cierre de esta edición, se homenajearon estos 10 años con una celebración académica el 19 de mayo. La programación de dicho acto, para efectos de posteridad, se incluye aquí como homenaje en el anexo.

Un agradecimiento especial al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACyT) de México, a través del cual se ha tenido el apoyo de los proyectos (convocatoria 2013, declarada como revista competente nacional (2 de septiembre del 2013), Convocatoria 2014 -2015, proyecto no 140028 (30 de octubre del 2014), Convocatoria 2016, declarada como revista competente internacional (05 de septiembre del 2016), Convocatoria 2017, proyecto 290978 (21 de marzo de 2017) y la última Convocatoria 2018-2019, proyecto 297368 (16 de julio de 2018) para financiar Revista Alconpat en diversas etapas de acompañamiento que le han permitido alcanzar estándares con los cuales ha sido posible estar aplicando y obteniendo indizaciones importantes.

## ANEXO

### Programa de Celebración Académica del 10º Aniversario de Revista Alconpat

- |             |   |
|-------------|---|
| 09:00-09:10 | Palabras de bienvenida al evento por Carmen Andrade (presidenta de Alconpat)  |
| 09:10-09:40 | Presentación sobre historia y estadísticas de la Revista, así como los planes inmediatos y futuros (Pedro Castro Borges).   |
| 09:40-10:20 | Conversatorio entre Editores Asociados en funciones relativo a anécdotas, vivencias, historia y temas abiertos. Coordinan Raúl Husni y Manolo Fernández Cánovas. Participan Oladis Troconis de Rincón, Andrés A. Torres Acosta, Jorge Branco, Paulo Helene, Pedro Garcés Terradillos.   |
| 10:20-10:40 | Presentación y Reconocimiento al Cuerpo Editorial que ha servido en estos 10 años, tanto en funciones como a los que ya no están en el comité (Patricia Martínez, Sergio Espejo, Margita Kliewer, Mauricio López y Luis Fernandez, entre otros), Coordina José Manuel Mendoza Rangel.   |
| 10:40-11:00 | Presentación de Nuevos Editores Asociados de la Revista (Ravindra Gettu de India y Filippo Uberrtini de Italia) y Co-Editora en Jefe, 2021-2022 (Edna Possan de Brasil). Coordina Pedro Castro Borges.  |
| 11:00-12:45 | Presentaciones cortas de los "Review y colección" más representativos (por tema, citas, descargas y época) de Revista Alconpat representando a América del Norte y del Sur, África, Asia y Europa. Coordina un miembro del Comité Editorial por cada trabajo (ver lista más abajo). Cada Presentación es de 12 minutos y 3 min para presentación inicial y preguntas. |
| 12:45-12:55 | Palabras de Paulo Helene, Editor Asociado en Representación del Cuerpo Editorial.   |
| 12:55-13:00 | Clausura con e-brindis de honor, Pedro Castro   |



## Reseñas seleccionadas

2015

Integrated management systems building technique: inspection and repair of non-structural elements. **PORTUGAL** (42 REF). Chairman Pedro Garcés Terradillos.

G. T. Ferraz (IST, Lisboa; Portugal)

**J. De Brito (Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa)**

V. P. De Freitas (Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto)

J. D. Silvestre (IST, Lisboa; Portugal)

DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v5i2.83>

2017

Infrared thermography as a non-destructive test for the inspection of reinforced concrete bridges: A review of the state of the art. **BRASIL** (75 REF). Chairman Raúl Husni.

**Joaquin Humberto Aquino Rocha (Universidade de Pernambuco, Brasil)**

*Yêda Vieira Póvoas Tavares* (Universidade de Pernambuco)

DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v7i3.223>

2018

Service life design and modelling of concrete structures – background, developments, and implementation. **SUDAFRICA** (57 REF). Chairman Andrés Torres Acosta.

**Mark Gavin Alexander (University of Cape Town)**

DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v8i3.325>

2019

Adhesion, strengthening and durability issues in the retrofitting of Reinforced Concrete (RC) beams using Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP) – A Review. **MEXICO** (67 REF). Chairlady Edna Possan.

*Pedro J. Poot Cauich* (Escuela de Ingeniería Civil, Universidad Marista de Mérida, Periférico Norte tablaje catastral 13941, Carretera Mérida - Progreso. C.P. 97300, Mérida, Yucatán)

*Rodolfo Martínez-Molina* (Escuela de Ingeniería Civil, Universidad Marista de Mérida, Periférico Norte tablaje catastral 13941, Carretera Mérida - Progreso. C.P. 97300, Mérida, Yucatán)

*José Luis Gamboa Marrufo* (Escuela de Ingeniería Civil, Universidad Marista de Mérida, Periférico Norte tablaje catastral 13941, Carretera Mérida - Progreso. C.P. 97300, Mérida, Yucatán)

**Pedro Jesus Herrera Franco** (Unidad de Materiales, Centro de Investigación Científica de Yucatán, A.C., Calle 43 # 130, Col. Chuburná, C.P. 97205, Mérida, Yucatán)

DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v9i2.401>

2020

Use of supplementary cementitious materials (SCMs) in reinforced concrete systems – Benefits and limitations. **INDIA** (39 REF). Chairman Iván Escalante

*R. G. Pillai* (Department of Civil Engineering, Indian Institute of Technology Madras, Chennai, India)

**R. Gettu** (Department of Civil Engineering, Indian Institute of Technology Madras, Chennai, India)

*M. Santhanam* (Department of Civil Engineering, Indian Institute of Technology Madras, Chennai, India)

DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v10i2.477>

Fire impacts on concrete structures. A brief review. **BRASIL** (35 REF). Chairman Fernando Branco

*Paulo Helene* (Professor Titular da Escola Politécnica da USP, PhD Engenharia, São Paulo)

*Carlos Britez* (Pesquisador de Pós-Doutorado na Escola Politécnica da USP, Britez Consultoria, São Paulo)

*M. Carvalho* (Universidade Presbiteriana Mackenzie, São Paulo)

DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v10i1.421>

### **Review collection about Resistivity from Carmen Andrade, Chairlady Oladis Troconis**

2011

La resistividad eléctrica como parámetro de control del hormigón y de su durabilidad. **ESPAÑA** (14 REF)

**C. Andrade** (Centro de Investigación en Seguridad y Durabilidad de Estructuras y Materiales, CISDEM (CSIC-UPM), IETcc-CSIC, España)

R. D'Andrea (Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones IECA- España)

DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v1i2.8>

2018

Design and evaluation of service life through concrete electrical resistivity. **ESPAÑA** (24 REF)

**Carmen Andrade** (International Center for Numerical Methods in Engineering. CIMNE. UPC)

DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v8i3.349>

2020

Rebar corrosion modelling and deterioration limit state. **ESPAÑA** (22 REF)

**C. Andrade** (Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, Madrid, España)

DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v10i2.478>