

Revista **ALCONPAT**

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

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i3>

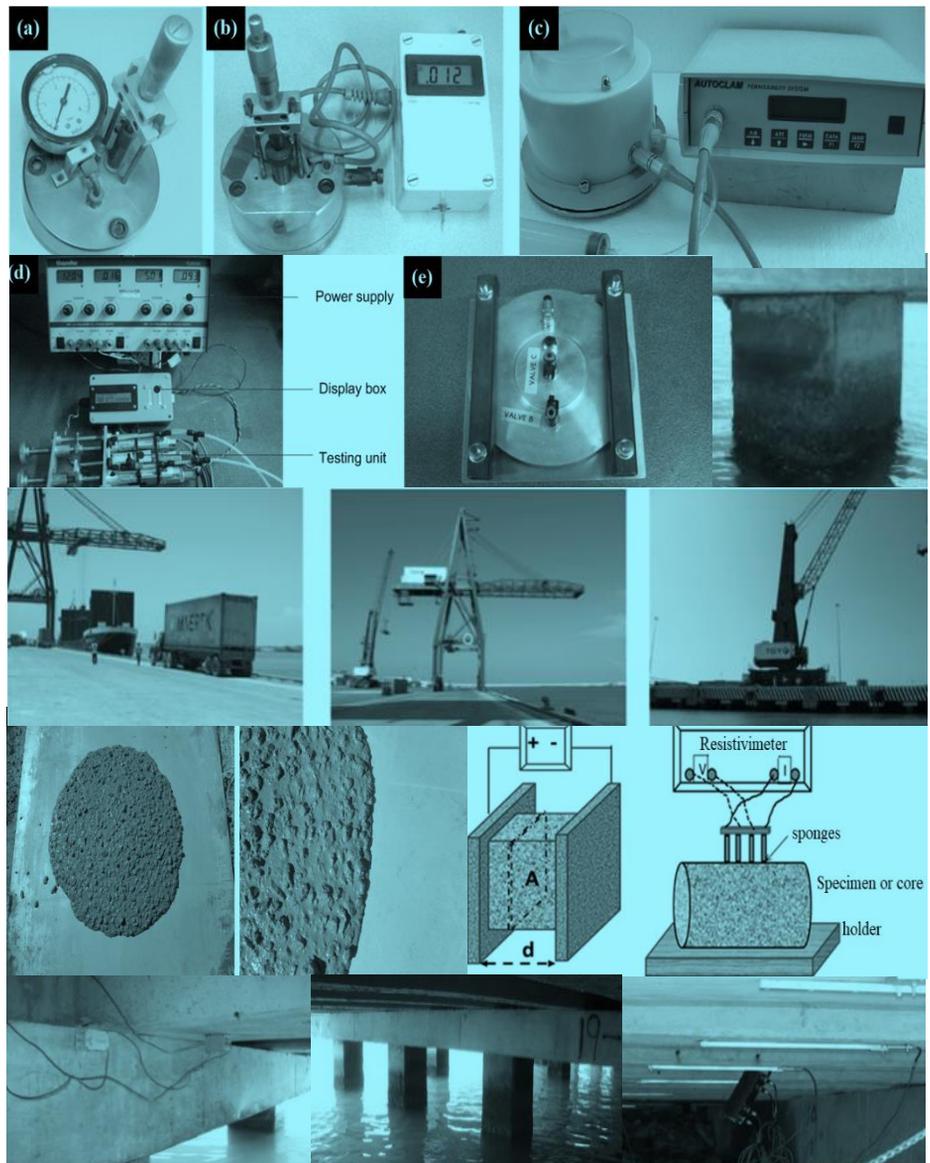
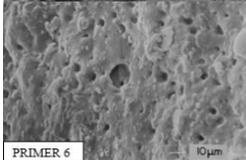
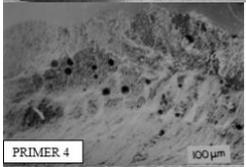
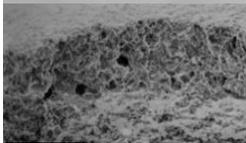
editorial.revista.alconpat@gmail.com

eISSN: 2007-6835

Volumen 8

Septiembre - Diciembre 2018

Número 3



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

<http://www.revistaalconpat.org>



ALCONPAT Internacional

Miembros Fundadores:

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

Junta Directiva Internacional:

Presidente de Honor

Angélica Ayala Piola, **Paraguay**

Presidente

Carmen Andrade Perdrix, **España**

Director General

Pedro Castro Borges, **México**

Secretario Ejecutivo

José Iván Escalante García, **México**

Vicepresidente Técnico

Enio Pazini Figueiredo, **Brasil**

Vicepresidente Administrativo Luis

Álvarez Valencia, **Guatemala**

Gestor

Paulo Helene, **Brasil**

Revista ALCONPAT

Editor en Jefe:

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

Co-Editor en Jefe:

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

Editor Ejecutivo:

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

Editores Asociados:

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

Ing. Raúl Husni

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

Dr. Paulo Roberto do Lago Helene

Universidade de São Paulo.

São Paulo, **Brasil**

Dr. José Iván Escalante García

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

Dr. Mauricio López.

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

Dra. Oladis Troconis de Rincón Centro de Estudios de

Corrosión Universidad de Zulia

Maracaibo, **Venezuela**

Dr. Fernando Branco Universidad

Técnica de Lisboa

Lisboa, **Portugal**

Dr. Pedro Garcés Terradillos

Universidad de Alicante

San Vicente, **España**

Dr. Andrés Antonio Torres Acosta

Instituto Mexicano del Transporte / Universidad Marista de
Querétaro

Querétaro, **México**

Dr. Luiz Fernández Luco

Universidad de Buenos Aires – Facultad de Ingeniería –
INTECIN

Buenos Aires, **Argentina**

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

<http://www.revistaalconpat.org>

Es motivo de satisfacción y alegría para el equipo de la Revista ALCONPAT ver publicado el tercer número de nuestro octavo año.

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

En 2017 se efectuó un taller sobre predicción de vida de servicio del concreto reforzado en el CONPAT 2017, para honrar a Carmen Andrade por motivo de su 70 aniversario y fructífera trayectoria profesional. Como consecuencia, y como parte de la celebración, el V8 N3 de la RA es un número especial sobre temas relacionados con la vida de servicio de estructuras de concreto en honor a ella. Esta edición inicia, precisamente, con un recuento de eventos históricos en el área de corrosión y durabilidad, que ampliaron el conocimiento desde fines del siglo pasado, que Carmen ha vivido y narra con detalle.

El primer trabajo de este número proviene de **Sudáfrica**, donde Mark Alexander presenta una visión general internacional del conocimiento actual y el progreso en el diseño de vida útil y el modelado de estructuras de hormigón. Explora por qué es necesario el modelado de la vida útil e indica que las demandas modernas de longevidad, durabilidad y sostenibilidad de las estructuras de hormigón no pueden cumplirse sin un modelo de vida útil. Aborda los enfoques actuales del diseño y la especificación de la durabilidad y concluye que es imperativo avanzar hacia enfoques basados en el desempeño para avanzar. El documento reconoce que las bases filosóficas ya están en su lugar en la forma de formulaciones de código general, pero que deben convertirse en enfoques útiles.

En el segundo trabajo, procedente de **Reino Unido-China**, M. Basheer y colegas hacen una revisión de técnicas, destacando los desafíos y las oportunidades para evaluar las propiedades de transporte del concreto de alto desempeño. Ellos confirman que la caracterización *in situ* de las propiedades de permeabilidad del concreto es el medio más viable para evaluar la durabilidad y se ha vuelto cada vez más importante en los últimos 20 años. Muestran y describen una variedad de métodos que proporcionan una gama de parámetros, como la permeabilidad al aire, la absorción de agua, la absorción capilar, y el coeficiente de migración de los cloruros.

En el tercer artículo procedente de **España**, Carmen Andrade describe el uso de la resistividad eléctrica del concreto como parámetro de desempeño por durabilidad. Carmen menciona que los códigos actuales aún tienen requisitos prescriptivos para el diseño por durabilidad del concreto basado en la resistencia a la compresión y disposiciones relacionadas con el contenido de cemento y la relación agua / cemento. Para la corrosión del refuerzo, los códigos también especifican los anchos de grietas de flexión máximos. Sin embargo, las tendencias modernas especifican el desempeño más que las características del concreto. Este enfoque de desempeño exige definir un parámetro de control de la durabilidad, como el coeficiente de difusión del cloruro, con su prueba correspondiente y el modelo para predecir el tiempo de corrosión del acero.

El cuarto artículo, de Pedro Castro Borges y Paulo Helene, proviene de **México-Brasil**; ellos analizan y discuten un modelo conceptual que considera el carácter holístico de la vida de servicio del concreto reforzado, pero lo divide en siete etapas de tiempo que se pueden comparar, para fines de comprensión, con las de un ser humano. El documento discute las diferentes etapas de tiempo del modelo, así como las razones por las que los modelos de predicción pueden fallar.

El quinto trabajo de este número lo escriben Enio Pazini y Carmen Andrade de **Brasil-España**. Ellos evalúan la influencia de cinco diferentes tipos de revestimientos aplicados en armadura sobre el coeficiente de difusión aparente de oxígeno ($D_{ap}(O_2)$) y de la intensidad de corrosión (I_{corr}) en comparación con un revestimiento compuesto por un mortero de cemento y arena. Los valores del coeficiente de difusión aparente ($D_{ap}(O_2)$) variaron de 2.1×10^{-6} cm²/s a 4×10^{-9} cm²/s, provocando variaciones en la intensidad de las mediciones de corrosión (I_{corr}), debido al control de la corrosión por el proceso catódica.

En el sexto trabajo, procedente de **Argentina**, Yuri Villagran y colegas presentan un análisis de datos experimentales de concreto convencional respecto a la velocidad de absorción capilar y la penetración de agua a presión, comparando estos parámetros con la velocidad de difusión de cloruro determinada en el laboratorio y en ambiente marino real. Los resultados muestran las limitaciones de ambos parámetros como índices prescriptivos, con la velocidad de absorción capilar mostrando algunas ventajas sobre la penetración del agua bajo presión.

En el séptimo trabajo, procedente de **Venezuela-México**, Oladis Troconis de Rincón y colegas, evalúan la correlación entre ancho de grieta producido por corrosión y la velocidad de corrosión aparente (i_{CORR}) de especímenes de concreto reforzado, expuestos por más de 6 años a un ambiente marino tropical en la estación La Voz, Venezuela. Se estableció una correlación empírica entre la velocidad de propagación de la grieta superficial e i_{CORR} , que podría ayudar a estimar el valor de i_{CORR} , si se dispone de valores promedio de ancho máximo de grieta del elemento

corroyéndose durante un periodo de monitoreo por lo menos de un año.

El octavo artículo, de Paulo Helene y colegas, proviene de **Brasil**; ellos presentan resultados del control de resistencia a compresión del concreto con la normalización brasileña, así como comparaciones con los controles propuestos por ACI 318-14 y EN 206. Para este artículo se realizó un estudio de caso real, donde se empleó una dosificación de concreto con $f_{ck}=40\text{MPa}$, auto consolidable, producido durante 2 años y 9 meses y aplicado en la estructura de un emprendimiento en la ciudad de São Paulo.

El artículo que cierra la edición es de Miguel Martínez y colegas de **México-Estados Unidos**, quienes presentan una prueba de carga viva y un análisis de calificación en un muelle dañado por la corrosión en el Golfo de México para evaluar su integridad estructural. Los resultados mostraron que los daños por corrosión no representaron una amenaza estructural extrema; sin embargo, se descubrió que los elementos estructurales de varios pilares actualmente están sobrecargados y necesitan ser reforzados externamente. Se describen los procedimientos de prueba, el análisis y el manejo de datos.

Este tercer número cierra con la noticia de que RA ha cumplido los requisitos de calidad para continuar manteniéndose como revista de nivel internacional en la evaluación de CONACYT.

Como dato interesante, en esta edición aumenta el número de artículos según la tendencia esperada. Igualmente, se manifiesta de nuevo la internacionalidad de RA con artículos provenientes de Argentina, Brasil, China, España, Estados Unidos, México, Reino Unido, Sudáfrica y Venezuela, siendo cuatro de ellos de colaboraciones internacionales, lo cual, desde luego, aumentará el impacto de RA.

Tenemos la seguridad de que los artículos de este número constituirán una referencia importante para aquellos lectores involucrados con cuestiones de modelado y vida de servicio. 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

BREVES NOTAS HISTÓRICAS

C. Andrade¹

¹International Center for Numerical Methods in Engineering. CIMNE. UPC, Spain.
candrade@cimne.upc.edu

RESUMEN

Los aniversarios son una buena excusa para hacer algunos resúmenes de eventos históricos. Muy brevemente, se resumen algunos avances realizados a partir de la investigación inicial en la especialidad de la corrosión por armadura que comenzó en los años 60. El uso de técnicas electroquímicas fue un hito que permitió, desde la década de 1970, estudiar el efecto de cada variable con mucho más rigor. Los estudios sobre la vida útil comenzaron en la década de 1980, aunque no fueron de interés general hasta la próxima década. A partir de 1990 los Comités RILEM y el Programa Iberoamericano de Corrosión de CYTED ampliaron el conocimiento de manera tan amplia que en el siglo XXI el tema atrae mucho interés de investigación.

Palabras clave: técnicas electroquímicas; vida de servicio; corrosión; reforzamiento.

BRIEF HISTORICAL NOTES

ABSTRACT

Anniversaries are a good excuse to make some summaries of historical events. Very briefly, some advances made from the initial research in the speciality of reinforcement corrosion which started in the 60's are summarized. The use of electrochemical techniques was a milestone which enabled, from the decade of the 1970, to study the effect of each variable with much more rigour. The studies on service life started in the decade of 1980, although they were not of general interest until the next decade. From 1990 RILEM Committees and the Iberoamerican Program on Corrosion of CYTED extended the knowledge so widely that in the XXI century the subject attracts much research interest.

Keywords: electrochemical techniques; service life; corrosion; reinforcement.

BREVE NOTAS HISTÓRICAS

RESUMO

Aniversários são uma boa desculpa para fazer alguns resumos de eventos históricos. Muito brevemente, alguns avanços da pesquisa inicial na especialidade de corrosão de reforço que começou nos anos 60 estão resumidos. O uso de técnicas eletroquímicas foi um marco que permitiu, a partir da década de 1970, estudar o efeito de cada variável com muito mais rigor. Os estudos sobre vida de serviço começaram na década de 1980, embora não fossem de interesse geral até a década seguinte. A partir de 1990, os Comitês RILEM e o Programa Ibero-americano de Corrosão de CYTED ampliaram o conhecimento de forma tão ampla que, no século XXI, o assunto atraiu muito interesse de pesquisa.

Palavras-chave: técnicas eletroquímicas; vida de serviço; corrosão; reforço.

1. INTRODUCCIÓN

La corrosión de la armadura es en la actualidad uno de los temas en los que se invierte mayor número de recursos para investigar y también es reconocido como el principal problema para la durabilidad del hormigón. Dado que he vivido el desarrollo de su investigación desde los inicios, hare primero un muy breve recuento de algunos hitos de su investigación de forma secuencial histórica antes de desarrollar el tema con el que contribuyó a este número especial.

2. INVESTIGACIONES HASTA 1980

Cuando comencé mis investigaciones a sugerencia de José Calleja en el instituto “Eduardo Torroja” de la Construcción y del Cemento, no había más de unas 30 citas en toda la bibliografía que consulté (Gouda and Monfore, 1965; Stratfull, 1964; Cigna et al, 1966). Su sugerencia vino porque habían detectado corrosiones debido al uso del CaCl_2 para acelerar el fraguado del hormigón. La corrosión de armaduras era una materia de interés completamente marginal en la década de 1960-70 ya que entonces todavía el parque construido era muy limitado. En mi Tesina y en mi tesis (Hausmann, 1964) estudié un total de 8 cementos con adiciones de CaCl_2 y de NaNO_2 , este último como posible inhibidor de la corrosión, fabricando viguetas pretensadas de 2m de longitud con 6 alambres embebidos. Los resultados mostraron claramente el efecto corrosivo del CaCl_2 y la capacidad inhibidora del Nitrito. Para medir la corrosión se aplicó por primera vez en hormigón la técnica no destructiva de medida llamada Resistencia de Polarización, lo que luego sería más tarde reconocido junto con otros resultados novedosos por la RILEM al conceder a la autora la Medalla Robert L’Hermite.

En la figura 1 se muestran las probetas y viguetas utilizadas en la tesis de la autora, como curiosidad, se muestran en la parte derecha los aparatos utilizados para las medidas durante la tesis, uno de los cuales ya se había utilizado en la tesina y otro, el galvanostato señalado con una G en la fotografía, fue fabricado por Jose M^a Tobio del IETcc con los planos cedidos por Sebastián Feliú del CENIM que es quien había sugerido utilizar la Rp que era una muy novedosa técnica de medida.

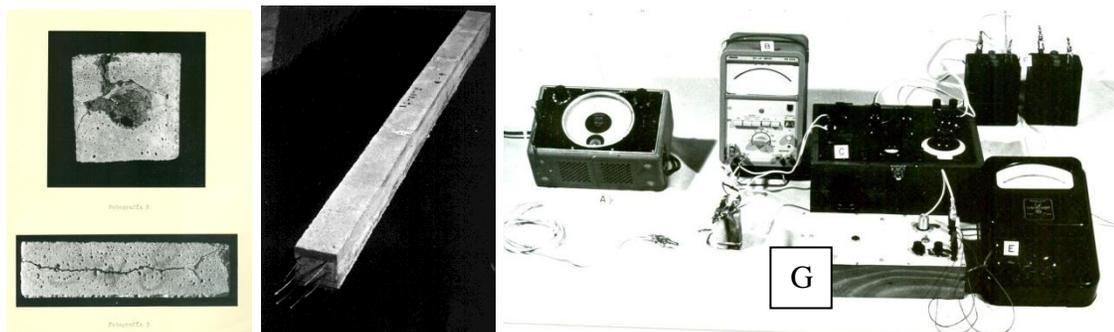


Figura 1. Probetas corroídas usadas durante la tesina de la autora y la vigueta fabricada en la tesis Doctoral (Hausmann, 1964) presentada el año 1973 en la Universidad Complutense de Madrid.

Aparatos utilizados en la tesis doctoral (Andrade, 1973)

Las técnicas que se habían aplicado hasta ese momento para estudiar la corrosión de la armadura eran de tipo acelerado, fundamentalmente curvas de polarización (Gouda and Monfore, 1965) que se plasmaron en un ensayo potencioestático propuesto por Kaesche y Baümel (Andrade, 1970; Andrade, 1978) posteriormente normalizado por DIN y por el CEN para la detección de sustancias corrosivas en los aditivos del hormigón.

Destacan en esos años también los trabajos de Hausmann (Andrade, 1978) que establece la relación crítica de cloruros con respecto al pH del hormigón en un valor de $\text{Cl}/\text{OH}=0.6$. Valor que se ha

mantenido como válido hasta nuestros días. También los trabajos de Gouda (Gouda and Monfore, 1965) y de Treadaway (Kaesche, 1959) todos sobre técnicas electroquímicas para detectar la corrosividad de los aditivos y la protección de los inhibidores.

3. DÉCADAS DE 1980-2000

El empleo de técnicas electroquímicas supuso un hito fundamental que permitió, (Baumel, 1959) a partir de 1970, abordar los estudios con mucho más rigor sobre el efecto de cada variable. Así se empezaron a estudiar los efectos de la carbonatación (González, Algaba and Andrade, 1980) y los posibles métodos para evitar la corrosión, fundamentalmente la galvanización en caliente, los inhibidores, los recubrimientos epoxi para las armaduras y la protección catódica.

Es sin embargo en la década de 1980 cuando se abordó el cálculo de vida útil, que no fue objeto de atención general hasta la de 1990. Así K. Tuutti publica su tesis doctoral (González, Algaba and Andrade, 1980) en 1982 con el diagrama que se muestra en la figura 3 y que ha articulado todos los estudios posteriores. La figura 3 también muestra a K. Tuutti durante una reunión del Comité de Rilem 60-CSC- “Corrosion of Steel in concrete” (Tuutti, 1982). Tanto este comité como otros posteriores, así como el Subprograma “Durar” de CYTED (Schiessl, 1988) y la publicación de Page y Treadaway en Nature (Page and Treadaway, 1982) supusieron una divulgación del problema en sus aspectos básicos que contribuyeron notablemente a la multiplicación de congresos y publicaciones.

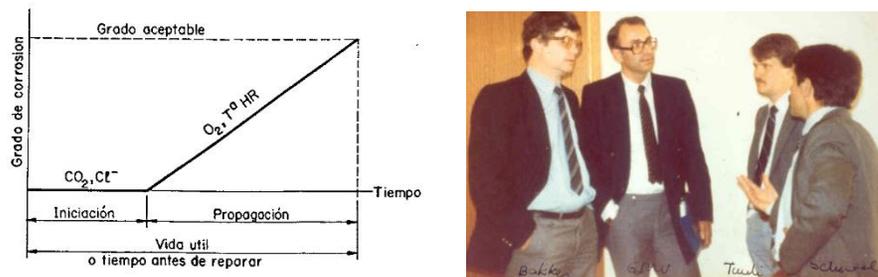


Figura 3. Izquierda: diagrama de vida útil de Tuutti. Derecha: de izquierda a derecha Rob Bakker (Holanda), O. Gjorv (Noruega), K. Tuutti (Suecia) y P. Schiessl (Alemania).

Durante la década de 1990 se producen enormes avances en el conocimiento básico, entre los que se puede mencionar la posibilidad de medida in situ (corrosímetro GECOR que permite medir en obra mediante el confinamiento de la corriente (Page and Treadaway, 1982) (figura 4), la práctica de protección catódica tanto en estructuras nuevas (Feliú et al, 1990) como ya deterioradas, y la detección de problemas con los recubrimientos epoxi (Lazzari and Pedferri, 2006).

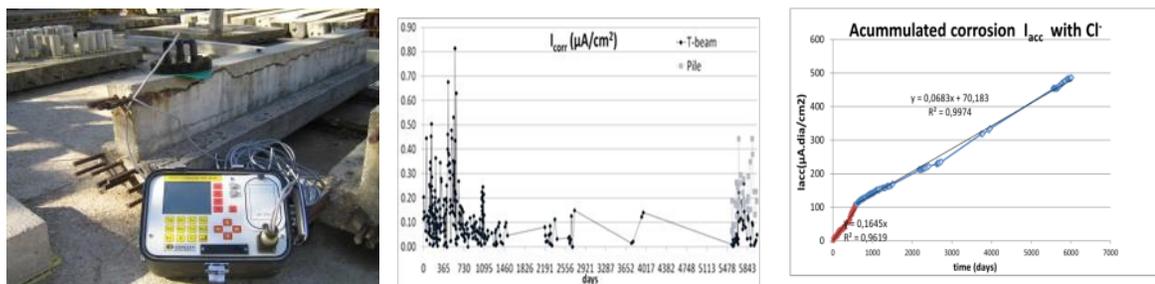


Figura 4. Aspecto del corrosímetro portátil Gecor 08 y medidas de velocidad instantánea de corrosión tomadas en la viga de la figura así como el cálculo de la penetración de la corrosión (corrosión acumulada) a partir de la integración en el tiempo de esas medidas.

En esos años RILEM establece varios comités, tanto sobre las técnicas de medida (TC-154), como sobre los modelos basados en la difusión de cloruros y carbonatación (TC-178 y TC-213). A este respecto hay que señalar la contribución de D. Whiting proponiendo en los años 80 reducir la duración del ensayo de resistencia a los cloruros (Sagüés et al, 2001) mediante la aplicación de una diferencia de potencial al hormigón. Esos trabajos dieron lugar a un intensísimo debate que desembocó en el trabajo (Whiting, 1981) que permitió sentar las bases teóricas de la difusión de los cloruros y de su migración mediante campos eléctricos, que luego han dado lugar a la profusión de modelos numéricos sobre vida útil del hormigón.

4. DESDE 2000 HASTA LA ACTUALIDAD

Lo más destacable en estos años se puede resumir en el trabajo realizado en el proyecto DURAR (Andrade, 1993) en cuanto a la divulgación de los principios básicos. El Manual CONTECVET (CONTECVET IN30902I, 2001) en el que se plantea como calcular la capacidad estructural residual cuando las estructuras están corroídas y el tratamiento probabilista de los modelos y cálculo de la vida útil, de los que se puede mencionar a modo de resumen todo el trabajo realizado en el proyecto DURACRETE (DURACRETE, 2000) que ha desembocado en la incorporación de la Model Code del fib del tratamiento probabilista de la durabilidad.

Un área en la que se ha desarrollado mucha tecnología es la relativa a los métodos de reparación, dado el creciente número de estructuras que han tenido que ser reparadas. Sin embargo, a pasar de que en este ya siglo XXI, la corrosión de la armadura es una de las áreas que atrae constantemente el interés investigador, quedan muchos aspectos que clarificar, sobre todo en la eficacia de las reparaciones y en la calibración de los modelos de vida útil.

5. REFERENCIAS

- Andrade, C. (1970), *Aportación al estudio de la corrosión de armaduras en el hormigón armado*. Tesina de licenciatura, Universidad Complutense. Facultad de Químicas, Madrid, Julio.
- Andrade, C. (1973), *Nueva técnica electroquímica de medida de la corrosión de armaduras en hormigones armados y pretensados. Empleo de aditivos inhibidores como método de protección*. Universidad Complutense, Facultad de Químicas – Junio.
- Andrade, C. and González, J. A. (1978), *Quantitative measurements of corrosion rate of reinforcing steels embedded in concrete using polarization resistance measurements*, Materials and Corrosion, 29 (8), pp. 515. <https://doi.org/10.1002/maco.19780290804>
- Andrade, C. (1993), *Calculation of chloride diffusion-coefficients in concrete from ionic migration measurements*. Cement and Concrete Research 23 (3), pp. 724-742. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(93\)90023-3](https://doi.org/10.1016/0008-8846(93)90023-3)
- Baumel, A. (1959), *The effect of additives on the corrosion behaviour of steel in concrete*, Zement-Kalk-Gips, July, no.7 pp 294.
- Cigna, R., Maraghini, M., Schippa, G. (1966), *Effeto del contenuto di Ca_2Cl sul comportamento dei ferri affogati in malte cementizie*. L'Industria italiana del Cemento Marzo, p 139.
- CONTECVET IN30902I (2001) “*A validated user’s manual for assessing the residual life of concrete structures*”, DG Enterprise, CEC, (The manual for assessing reinforced structures affected by reinforcement corrosion can be seen at the web sites of IETcc (www.ietcc.csic.es) and GEOCISA (www.geocisa.es))
- DURACRETE. (2000), *Probabilistic performance based on durability design of concrete structures. EU-Brite EuRam Project BE95-1347*. A number of reports available from CUR Centre for Civil Engineering Research and Codes, Gouda, The Netherlands.

- Feliú, S., González, J. A., Feliú Jr., S., Andrade, C. (1990), "*Confinement of the electrical signal or in-situ measurement of Polarization Resistance in Reinforced concrete*," ACI Materials Journal. 87(5), pp. 457-460.
- González, J. A., Algaba, S., Andrade, C. (1980), *Corrosion of reinforcing bars in carbonated concrete*, British Corrosion Journal, 3 135-139.
- Gouda, V. K., Monfore, G. E. (1965), *A rapid method for studying corrosion inhibition of steel in concrete*, Journal Portland Cement Asociation, Septiembre, n° 3, 24.
- Hausmann, D. A. (1964), "*Electrochemical behaviour of steel in concrete*", Journal A. C. I., 171.
- Kaesche, H. (1959) *Testing corrosion danger of steel reinforcement due to admixtures in concrete*, Zement-Kalk-Gips, July, no.7 pp 289.
- Lazzari, L., Pedferri, P. (2006), *Cathodic Protection*, Milano: Polipress.
- Page, C. L., Treadaway, K. W. J. (1982), *Aspects of the electrochemistry of steel in concrete*. Narute 297 No. 5862, 109-115. <https://doi.org/10.1038/297109a0>
- Sagüés, A. A., Powers, R. G., Kessler, R. (2001) "*Corrosion Performance of Epoxy-Coated Rebar in Florida Keys Bridges*," NACE International. CORROSION 2001, 11-16 March, Houston, Texas. ID: NACE-01642
- Schiess, P. (1988) *Corrosion of steel in concrete: report of the Technical Committee 60 CSC, RILEM (the International Union of Testing and Research Laboratories for Materials and Structures)*, London, New York, Chapman and Hall.
- Stratfull, R.F. (1964), *Effect of reinforced concrete in ClNa and SO₄Na₂ environments*. Materials Protection, Dic, p 75.
- Tuutti, K. (1982), "*Corrosion of steel in concrete*", Swedish Cement and Concrete Institute (CBI) n° 4-82. Stockholm.
- Whiting, D. 1981, "*Rapid determination of the chloride permeability of concrete*", Federal Highway Administration, Report FHWA/RD-81/119.

Diseño y modelado de vida útil de estructuras de hormigón: antecedentes, desarrollos e implementación

M. G. Alexander^{1*}

* Autor de Contacto: mark.alexander@uct.ac.za

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i3.325>

Recepción: 21/03/2018 | Aceptación: 05/07/2018 | Publicación: 31/08/2018

RESUMEN

Se presenta una visión general internacional del conocimiento actual y el progreso en el diseño de vida útil y el modelado de estructuras de hormigón. Explora por qué es necesario el modelado de la vida útil e indica que las demandas modernas de longevidad, durabilidad y sostenibilidad de las estructuras de hormigón no pueden cumplirse sin un modelo de vida útil. Aborda los enfoques actuales del diseño y la especificación de la durabilidad y concluye que es imperativo avanzar hacia enfoques basados en el desempeño para avanzar. Se citan ejemplos de la experiencia internacional para ilustrar el progreso que se ha logrado. Por último, el documento discute formas de avanzar, reconociendo que las bases filosóficas ya están en su lugar en formulaciones de códigos generales, pero que deben convertirse en enfoques útiles.

Palabras clave: modelado de vida de servicio; especificaciones basadas en el desempeño; durabilidad del concreto; indicadores de durabilidad; código modelo.

Citar como: M. G. Alexander (2018) “*Diseño y modelado de vida útil de estructuras de hormigón: antecedentes, desarrollos e implementación*”, Revista ALCONPAT, 8 (3), pp. 224-245, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i3.325>

¹ CoMSIRU, Department of Civil Engineering, University of Cape Town, Cape Town, South Africa.

Información Legal

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

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

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

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

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el segundo número del año 2019 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del primer número del año 2019.

Service life design and modelling of concrete structures – background, developments, and implementation

ABSTRACT

The paper presents an international overview of current knowledge and progress in service life design and modelling of concrete structures. It explores why service life modelling is needed, and indicates that modern demands for longevity, durability, and sustainability of concrete structures cannot be fulfilled without service life modelling. It addresses the current approaches to durability design and specification and concludes that a move to performance-based approaches is imperative for progress to be made. Examples from international experience are cited to illustrate progress that has been made. Lastly, the paper discusses ways of moving forward, recognizing that the philosophical bases are already in place in the form of general code formulations, but which need to be converted into useful approaches.

Keywords: service life modelling; performance-based specifications; concrete durability; durability indicators; model code.

Construindo um projeto de vida útil de estruturas de concreto - histórico, desenvolvimentos e implementação

RESUMO

O artigo apresenta uma visão internacional do conhecimento atual e do progresso na modelagem de um projeto de vida útil de estruturas de concreto. Explora porque a modelagem da vida útil é necessária e mostra que as demandas modernas de longevidade, durabilidade e sustentabilidade das estruturas de concreto não podem ser atendidas sem uma correta modelagem da vida útil. Discute as abordagens atuais de projeto e especificação da durabilidade e conclui que uma mudança para uma abordagem baseada em desempenho é imperativa para que um desenvolvimento significativo seja logrado. Exemplos da experiência internacional são citados para ilustrar o progresso que tem sido obtido. Por último, é discutido como avançar, reconhecendo que as bases filosóficas já estão em vigor na forma de formulações gerais nas normas prescritivas e de desempenho, mas que precisam ser transformadas em abordagens úteis ao exercício profissional.

Palavras-chave: modelagem do projeto de vida útil; especificações baseadas em desempenho; durabilidade do concreto; indicadores de durabilidade; norma modelo.

1. ¿INTRODUCCIÓN - porque la necesidad de modelar la vida útil de proyecto VUP?

Las Estructuras de concreto se pueden deteriorar prematuramente, resultando en bajo desempeño frente a la durabilidad. Las razones incluyen un mal entendimiento de los procesos de deterioro, evaluación equivocada de la agresividad local, y cambios en las propiedades del cemento y prácticas de construcción con el tiempo (Neville, 1987). Los problemas de durabilidad en estructuras de concreto cubren una vasta gama incluyendo agentes agresivos externos (por ejemplo, sulfatos), incompatibilidades de material interno (por ejemplo, reacción álcali agregado) y ambientes agresivos tales como aquellos sujetos a la acción de hielo - deshielo. La mayor amenaza al concreto armado es la corrosión de la armadura, llevando a la formación de fisuras, manchas y desprendimiento del recubrimiento de concreto como se aprecia en la figura Fig. 1. Eso puede comprometer la funcionalidad de las estructuras, comprometer la seguridad, la estabilidad y la estética. Tales estructuras se vuelven un pasivo indeseable para sus propietarios o

Construindo um projeto de vida útil de estruturas de concreto - histórico, desenvolvimentos e implementação

gestores, resultando en pérdidas económicas sustanciales, además de ser insustentables por desperdiciar recursos naturales valiosos.



Figura 1. Daños causados por corrosión en un puente de concreto expuesto a la brisa marina (cloruros) cercano a la costa de la Ciudad del Cabo en África del Sur.

Actualmente está ocurriendo una “crisis de durabilidad del concreto”. Eso tiene varias consecuencias: para propietarios de la infraestructura que exigen cada vez más tiempo de vida útil; por el imperativo de una gestión adecuada de financiamiento de infraestructuras públicas; y para el desarrollo de soluciones de ingeniería que establezcan una base de confianza en la provisión futura de la infraestructura. Esas consecuencias son serias y necesitan de atención continua y urgente de la comunidad del concreto.

1.1 Durabilidad y corrosión de estructuras de concreto armado

Como se ha mencionado la mayor amenaza a la durabilidad del concreto armado es la corrosión de la armadura. La corrosión es iniciada por una alteración en la solución del poro alrededor del acero, debido tanto a la acidificación por carbonatación, como a la entrada de iones cloruro de la brisa marina del ambiente cercano a la costa. La armadura es protegida del medio ambiente por una capa de recubrimiento de concreto relativamente fina, que debe "garantizar" la vida útil de la estructura. La durabilidad es controlada por la calidad del concreto de recubrimiento, que es susceptible a influencias de deterioro de un curado insuficiente, secado precoz, compactación inadecuada, y la penetración de agentes ambientales agresivos. El problema de la durabilidad en estructuras de concreto depende en gran parte de la calidad del concreto y del espesor de su capa de recubrimiento, que es función de una decisión de proyecto y un correcto procedimiento de ejecución. La Fig. 2 presenta un esquema de la capa de recubrimiento del concreto, ilustrando los elementos más importantes.

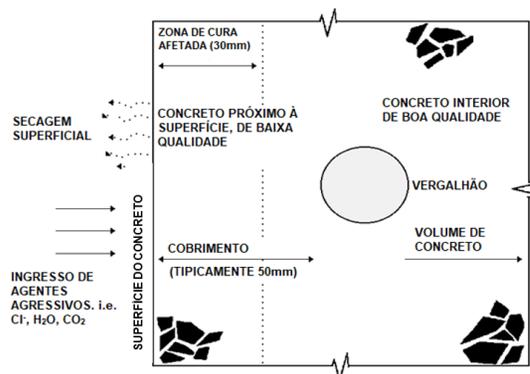


Figura 2. Esquema de los factores relevantes de la calidad del concreto y de su espesor de recubrimiento

Consecuentemente, las estrategias de durabilidad que probablemente proporcionarán los mayores beneficios deben abordar directamente la calidad y el espesor del concreto de recubrimiento de la

armadura. “Calidad” se refiere principalmente a la capacidad de resistir a penetración de fluidos/gases agresivos a partir del ambiente externo, que es una función del tipo de aglomerante y de la relación agua/aglomerante, suponiendo que el curado es efectivamente realizado (¡una premisa falsa, en muchos casos!). El sistema aglomerante es importante porque su composición química participa en la interacción y la inmovilización de iones agresivos, como los cloruros. Para los proyectistas, eso está relacionado a dos aspectos: la capacidad de (1) cuantificar las propiedades del espesor de recubrimiento para fines de especificación y (2) realizar la previsión de la vida útil de proyecto VUP, lo que significa prever un margen de deterioro de una estructura de concreto. Para los constructores, la cuestión es seleccionar los materiales y proporciones de concreto apropiados e implementar locales adecuados que garanticen que las propiedades del concreto de recubrimiento especificadas sean alcanzadas en la construcción real.

1.2 Vida Útil de Proyecto VUP

Los ingenieros necesitan de herramientas para modelar o prever el deterioro de las estructuras de concreto a lo largo de su vida útil. El denominado “Service Life Modeling” (SLM) o Modelaje de la Vida Útil se destina a permitir la cuantificación de la vida útil de proyecto de estructuras, para fines de optimización económica, eficiencia operacional y desempeño estructural y estético. Es así que el “modelaje de la vida útil” SLM y el “proyecto de vida útil” están íntimamente relacionados: el proyecto racional necesita de buenos modelos y los modelos alimentan el proyecto (modelos también son usados para otros fines, como pesquisa y diagnóstico).

La norma de Modelo de Previsión de Vida Útil de Proyecto (*fib*, 2006) define “Vida útil de proyecto” como el período asumido para el cual una estructura ó parte de ella es usada para el propósito pretendido, donde:

- hay deterioro y el desempeño del material es cuantificado tanto como sea posible (incluyendo cinética del proceso)
- es adoptado un enfoque adecuado de riesgo, generalmente basado en la probabilidad que lleve a medidas de confiabilidad
- cuantificaciones, costos, intervenciones (por ejemplo, mantenimiento) y similares pueden ser racionalmente considerados.

Aun cuando el entrenamiento y la experiencia de los ingenieros estructurales se concentren principalmente en aspectos físicos y mecánicos de proyecto y de la especificación, la "nueva demanda" es una caja de herramientas más incluyente, conteniendo datos para soluciones prácticas de problemas de deterioro basado en el tiempo. Esto también debe incluir previsiones para deterioro y costos de mantenimiento que pueden ser sustanciales, fácilmente llegando a varios puntos porcentuales del PIB, y frecuentemente excediendo 50% de los presupuestos totales de la construcción. Hoy en día, mucha tecnología y conocimiento es exigido de los ingenieros modernos, y el modelaje de la vida útil es una de esas "nuevas" demandas.

2. ¿COMO PROYECTAR PARA CONSIDERAR LA VIDA ÚTIL DE PROYECTO?

¿Prácticamente, proyectar para una vida útil de proyecto de 50 o 100 años cuando no hay evidencia objetiva sobre en que basar nuestras decisiones? La implementación del “modelaje de la vida útil – SLM” racional es compleja y depende de los ambientes de exposición (por ejemplo, calentamiento global, cambio rápido de materiales como cementos más nuevos), conocimiento y modelos inadecuados, calidad de construcción variable, percepciones diferentes de lo que significa “vida útil” y la imposibilidad de verificar los proyectos a largo plazo. ¡Claramente el problema no es simple! Un ejemplo histórico es la Casa Coignet en Paris, Francia, mostrada en la Fig. 3. Esta fue probablemente la primera casa de concreto armado, construida en 1853, y ahora

con más de 160 años. Para colocar esto en el contexto: ¿cómo esa casa debería haber sido proyectada en el siglo XIX para adecuarse a las exigencias del siglo XXI? Mucho podría cambiar durante la vida útil de una estructura que podría hacer los mejores intentos iniciales de SLM insignificantes.



Figura 3. Coignet House a las afueras de Paris, Francia (4 pisos). Considerada la primera casa en concreto armado del mundo, 1853. Mortero o concreto primitivo con arcilla calcinada mezclada con cal.

La vida útil de una estructura de concreto es ilustrada esquemáticamente en la Fig. 4, que muestra el progreso del deterioro a lo largo del tiempo de una estructura (A), a medida que ella comienza a deteriorarse a partir de su condición inicial construida (el tiempo cero). Idealmente, el tiempo en que la estructura alcanza un nivel inaceptable de daño debe ser igual o superior a la vida útil de proyecto y debe ser capaz de ser modelado. No obstante, muchas estructuras se deterioran prematuramente, como en (B) en la Fig. 4, presentando durabilidad inadecuada y rápido deterioro, exigiendo rehabilitación durante su vida útil. Ese deterioro muchas veces no es esperado, lo que ilustra la necesidad de prever con mayor precisión el desempeño de las estructuras de concreto durante su vida útil. La creciente frecuencia de manifestaciones patológicas precoces y los costos de reparación asociados demuestran que los propietarios de la infraestructura exigen que los proyectistas y constructores ofrezcan garantía de una vida útil de proyecto, preestablecida, de forma más precisa y confiable, conduciendo a estructuras durables sin sobresaltos y reparaciones no previstas.

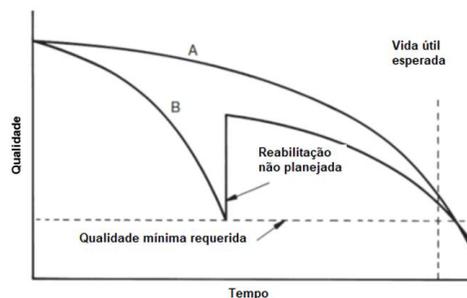


Figura 4. Ilustración esquemática del concepto de “vida útil” de una estructura

Resumiendo: la construcción de la vida útil de proyecto, VUP, requiere modelaje de la vida útil y predicción de la vida útil. La vida útil debe atender a un estado límite de durabilidad, que aún no fué definido en normas, adherido al estado límite de servicio. Por lo tanto, en el contexto de este artículo, es necesario revisar los criterios, requisitos y procedimientos de proyecto y de especificación actualmente adoptados en nuevas obras.

2.1 Proyecto de durabilidad actual y especificaciones

El proyecto de durabilidad de las estructuras de concreto armado es el proceso de determinar la combinación más adecuada de materiales y detalles estructurales para garantizar la durabilidad

(con facilidad de mantenimiento) de la estructura a lo largo de su vida útil y en su ambiente de proyecto (Alexander & Santhanam, 2013). Eso debe ser enmarcado en términos de confiabilidad aceptable ó probabilidad de la estructura poder funcionar satisfactoriamente. El problema incluye el balance entre el riesgo de deterioro indebido con la economía de garantizar durabilidad y puede incluir mantenimiento y reparaciones planificadas. Las especificaciones de durabilidad están íntimamente ligadas al proyecto. La especificación establece requisitos para garantizar que la estructura sea construida de acuerdo con la intención del proyecto y debe ofrecer informaciones claras sobre la naturaleza deseada o sus resultados de la construcción.

Existen dos tipos principales de especificaciones o normas:

1. Prescriptivas, estableciendo métodos, materiales, procesos y procedimientos que instruyan exactamente como realizar el trabajo. El constructor tiene pocas opciones y debe simplemente ejecutar las instrucciones de especificación, dejando poco espacio para la innovación.
2. Desempeño, delineando lo que es necesario como un producto acabado, es decir, los resultados deseados de la construcción, definiendo esos resultados claramente en términos de criterios de desempeño mensurables por ensayos y simulaciones.

2.1.1 Crítica a los procedimientos actuales de proyecto de la vida útil

Actualmente, hay pocos proyectos de durabilidad realmente desarrollados para estructuras de concreto. Cualquier proyecto de durabilidad es generalmente limitado a especificaciones vagas (o, especificaciones complejas e irrealizables), con la esperanza de que, si la especificación fuese respetada, la durabilidad de la estructura será asegurada (es decir, un enfoque "de recetas" "ó prescriptiva" o "considerada a satisfacer" del *fib* Model Code 2010).

Además de eso, muchas especificaciones de durabilidad son frecuentemente basadas en enfoques anticuados y suposiciones irrealistas. No obstante, existen algunos ejemplos notables de proyectos racionales de durabilidad (ver, por ejemplo, Parte III [Alexander, 2016A]) que lidia con estudios de casos prácticos como el puente Confederación de Canadá; de la Marina en la región del Golfo; los puentes daneses de Pasaje del Estrecho; el proyecto Hong Kong-Zhuhai-Macau Sea Link; y el nuevo Canal de Panamá.

La práctica actual considera que la resistencia a la compresión es el factor crucial, muchas veces usado como sustituto para la durabilidad (Alexander et al., 2008). No obstante, diferentes métodos para obtener la misma resistencia del concreto no resultan de la misma durabilidad. Además de eso, la resistencia de muestras de laboratorio bien compactadas y correctamente curadas no reflejan los procesos de construcción como lanzado, compactación y curado que afectan la calidad del recubrimiento de concreto. Los factores importantes de control del rango de deterioro son los constituyentes del material de concreto, la calidad del concreto de recubrimiento y la agresividad del ambiente. Generalmente, es inviable controlar ó modificar las condiciones de exposición. Por tanto, las estrategias para mejorar la vida útil deben concentrarse en los materiales y en la calidad de la construcción. Tales estrategias requieren modelos de vida útil y especificaciones de desempeño y de durabilidad adecuadas (Mackechnie & Alexander, 2002). esos desarrollos facilitan el proyecto de durabilidad innovador y sensato, que está en gran parte ausente en el momento.

2.2 Necesidad de un nuevo enfoque: de proyecto y especificación prescriptivos al proyecto por desempeño

Existen esfuerzos internacionales concentrados para separarse de normas prescriptivas y normas por desempeño. Por ejemplo, la iniciativa P2P del Nacional Ready Mix Concrete Association (NRMCA) de los EUA y del programa francés PERFDUB (Linger & Cussigh, 2018). Hay grandes beneficios en migrar de norma prescriptiva para normas basadas en desempeño (Simons, 2004, Día, de 2005, Bickley et al, 2006). De manera general, aunque la filosofía de

especificaciones basadas en el desempeño esté bien establecida (Wolf et al, 2005, CAN / CSA, 2004), la divergencia permanece en definiciones adecuadas y medidas confiables de parámetros de calidad.

Métodos de ensayo apropiados son cruciales, y sin estos, poco progreso real podrá ser hecho. Los enfoques de ensayo fueron revisadas por el RILEM TC-NEC (RILEM, 2005), y otros desarrollos pueden ser esperados. Aun cuando algunos ensayos estén bien establecidos, como el ensayo de permeabilidad a cloruros (ASTM C1202, 2010), el desafío consiste en crear y estandarizar nuevos métodos de ensayo.

2.2.1 Crítica de las especificaciones prescriptivas

El concreto estructural es proyectado para atender a criterios específicos de trabajabilidad, resistencia, durabilidad y así sucesivamente. Tal como fue indicado, las especificaciones actuales son en gran parte prescriptivas, que establecen los valores para los parámetros limitantes, tales como: consumo mínimo de ligante ó cemento, relación agua/ligante máxima, resistencia mínima a compresión, cantidad máxima ó mínima de aire aprisionado, entre otras.

Especificaciones prescriptivas generalmente son oscuras en aspectos como condiciones de exposición para la estructura. Estas son consecuencia de una experiencia anterior en que la complejidad del material era menor y la durabilidad no era la cuestión crítica que es ahora. Su principal desventaja es que ellas especifican parámetros que son generalmente inverificables en la práctica, por tanto, no pueden ser verificados objetivamente. Normalmente en las obras, solo la resistencia a la compresión es la medida para garantizar la conformidad con los requisitos de proyecto. Inclusive en ese caso, las probetas son producidas y ensayadas bajo condiciones de exposición de poca similitud con aquellas que la estructura real está sometida.

Tomando la resistencia a la compresión como un referencial para la durabilidad, se ignora el hecho de que la resistencia y la durabilidad no estén, necesariamente, directamente relacionadas. Por ejemplo, el ensayo de resistencia a la compresión no es capaz de explicar la natural fisicoquímica de diferentes ligantes y su resistencia a los efectos agresivos del ambiente. Además de eso la resistencia es regulada por el volumen de vacíos interno del concreto en el núcleo, ni siempre la principal variable de durabilidad, una vez que lo importante es el concreto de la superficie correspondiente al espesor de recubrimiento. Este concreto es críticamente afectado por la colocación, lanzado, compactación y curado. Una medida confiable de la calidad de la zona de recubrimiento solo puede ser obtenida evaluándose el concreto posteriormente al endurecimiento de la estructura, y no en las muestras de resistencia.

La eventual conexión entre la durabilidad y la resistencia a la compresión viene dada en la Fig. 5, que muestra correlaciones entre un parámetro de durabilidad OPI, índice de permeabilidad al oxígeno (escala log) medidos en las estructuras existentes, y la resistencia a la compresión medida en cubos de laboratorio, vaciados y curados en las condiciones estándares. ¡Como se muestra, está claro que no hay correlación! Ello ilustra que las mediciones en las estructuras existentes son la única manera confiable de evaluar y verificar la durabilidad del concreto.

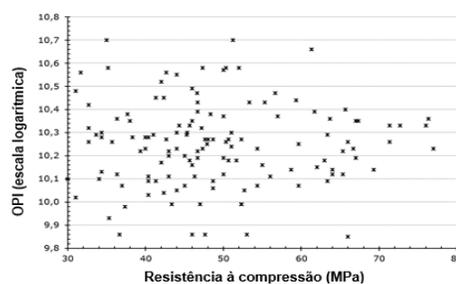


Figura 5. Falta de correlación entre la resistencia a la compresión estándar y la permeabilidad al oxígeno medidas en estructuras reales (Nganga et al, 2013)

Day (2005) sugiere que las especificaciones prescriptivas brindan poca ventaja al productor de concreto, porque limitan la extensión en que los desarrollos más recientes en tecnología de materiales y técnicas de dosificación de mezcla pueden ser aplicados. Simplificando, las especificaciones prescriptivas sofocan la innovación en la fabricación y en el uso del concreto.

No obstante, lo expuesto, algunos elementos de especificaciones prescriptivas aún son útiles, para orientación en procesos como compactación y curado. En la práctica, y el futuro previsible, un enfoque híbrido para las especificaciones, con mayor énfasis en criterios de desempeño, es adecuada cuando el propietario y proyectista deciden juntos sobre el nivel de desempeño deseado en el ambiente de servicio y propongan ensayos comprobatorios (ver más adelante), que son usados para respaldar las especificaciones. El proveedor y el contratado ofrecen entonces un sistema de concreto (precalificado, utilizando ensayos realizados antes de la construcción real) que satisfaga los parámetros o límites definidos por el propietario / proyectista. El “sistema concreto” no solo describe los requisitos, sino que también alcanza los procedimientos de vaciados de concreto adoptados.

2.2.2 Especificaciones basadas en el desempeño

La discusión anterior indica deficiencias en las especificaciones prescriptivas y aumenta la importancia de que los principales parámetros relacionados a la durabilidad sean medidos en las construcciones existentes, es decir ya terminadas. Así las especificaciones basadas en desempeño están tomando terreno, lo que ayuda a evaluar y garantizar el nivel necesario de calidad del concreto para durabilidad a largo plazo en el ambiente de servicio ofrecido.

Lobo et al. (2005) describen las especificaciones de desempeño como “un conjunto de instrucciones claras, mensurables y realizable que describen los requisitos funcionales específicos de la aplicación para el concreto endurecido”. Las especificaciones basadas en desempeño también cambian los responsables que en general, son apenas el proyectista y el constructor. En una especificación prescriptiva, el principal riesgo es colocado sobre el propietario y proyectista, en cuanto especificaciones por desempeño coloca la responsabilidad al propietario, el proyectista, el productor de concreto, y a los constructores (Taylor, 2004).

La principal desventaja de las especificaciones basadas en desempeño y la falta de concordancia, consistencia o estandarización en ensayos para medir las propiedades del concreto de recubrimiento. Por ejemplo, la EN 206-1 (2013), que trata de la especificación, desempeño, producción y conformidad para la construcción de concreto, “evita” el enfoque basado en el desempeño con base en la falta de acuerdo sobre los métodos de ensayo. Como es argumentado anteriormente, la resistencia a la compresión no es un indicador adecuado de durabilidad. En vez de eso, son necesarios ensayos y parámetros que indiquen los factores de deterioro, como los constituyentes del material, la calidad del concreto acabado y la agresividad del ambiente. Por lo tanto, las especificaciones de durabilidad deben basarse en la medición de las propiedades de transporte del concreto y el espesor de recubrimiento. Esos enfoques abren el camino para la elaboración de especificaciones de desempeño innovadoras.

Resumiendo: la clave para mejorar la durabilidad del concreto armado es exigir que las estructuras construídas atiendan a ciertos criterios críticos de desempeño en términos de probables modos de deterioro, notoriamente la corrosión de la armadura. El objetivo es garantizar que la estructura, durante su vida útil, no se aproxime al “estado límite” además de lo cual la capacidad funcional de la estructura quedaría comprometida. El objetivo de las especificaciones basadas en desempeño es garantizar que una probabilidad aceptable de desempeño sea alcanzada. El cambio de especificaciones prescriptivas para especificaciones de desempeño es uno de los pasos importantes y necesarios para enfrentar las deficiencias que son frecuentemente aparentes en la actual construcción de concreto armado.

2.2.3 Indicadores de durabilidad ó índices de durabilidad

El concepto de “indicadores ó índices de durabilidad” (DIs) originado a partir de los trabajos realizados en la década de 2000 (Andrade e Izquierdo, 2005; Alexander et al, 2001 y Baroghel-Bouny, 2004), todos proponiendo el uso de indicadores ó índices para control de durabilidad. Estos DIs pretenden describir y, por lo tanto, controlar una serie de problemas de deterioro e incluyen parámetros físicos, químicos y electroquímicos. Generalmente descrito con base en la propiedad de transporte ó mecanismo de deterioro y puede ser utilizado para caracterizar el concreto en términos de su durabilidad “potencial” (Alexander et al, 2017).

Se refiere al potencial para que el concreto de ser durable en el ambiente considerado, desde que sea debidamente proporcional como los constituyentes correctos y seguidamente el curado bien hecho. Para obtener estructuras de concreto durables usando este concepto, varios parámetros son necesarios para servir como “índices” de durabilidad del material o la estructura. Al medirlos a corto plazo, ellos pueden ser usados como indicadores del probable desempeño de durabilidad de la estructura a largo plazo. Deben ser parámetros fundamentales del material relacionados a los mecanismos de transporte y a los procesos de deterioro. Estos parámetros deben ser mensurables en ensayos simples, rápidos y precisos en el sentido de que ellos correctamente puedan representar el problema durabilidad efectivamente. Dicha efectividad de los indicadores o índices debe ser evaluada por ensayos *in loco* a lo largo de la vida útil de la estructura (Alexander & Ballim, 1993).

2.3 Previendo y Modelando la Vida Útil de Proyecto

El modelaje de la vida útil para estructuras de concreto armado involucra cálculos cuantitativos o estimados para prever el tiempo de aparición daños inaceptables (por ejemplo, fisuras, corrosión, pérdida de sección, etc.) para un determinado ambiente. Los modelos de vida útil son generalmente de natural semi empírica, basados en datos de laboratorio y de campo, que son necesarios para la calibración. Alternativamente, SLMs pueden ser construidos a partir de conceptos básicos, usando modelos de transporte iónico y principios de flujo en medios porosos (Van der Lee et al., 2008). Esos modelos representan los aspectos de “interacción-transporte” del fluido o del flujo iónico en el concreto, con enfoques basadas en principios termodinámicos y geoquímicos (Guillon et al, 2013). No obstante, dichos modelos no son necesariamente más precisos o confiables en sus previsiones, y la complejidad adicional ni siempre justifica los resultados obtenidos. En cualquier caso, esos modelos también deben ser calibrados con datos laboratoriales y de campo, es aquí que reside el problema: en casi todos los casos, los concretos de un trazo son únicos y necesitan ser probados en ambientes apropiados para coleccionar datos que pueden ser usados para calibrar o construir el modelo. Los SLMs también son útiles en el “retro-análisis de estructuras existentes cuando la penetración de contaminantes, como los cloruros, es conocida por concreto y ambientes específicos en un determinado momento; entonces es posible usar el modelo para determinar el tiempo de corrosión necesario para afectar. Para un enfoque probabilístico completa, la variabilidad también debe ser considerada (Muigai, et al, 2009).

2.3.1 El modelo de vida útil conceptual de dos etapas

El aceptado "modelo" conceptual para la vida útil es el modelo de dos etapas propósito por Tuutti (Tuutti, 1992) para el caso de la corrosión de armaduras. El deterioro es concebido en dos fases distintas, la fase de iniciación y la fase de propagación - ver la Fig. 6. Durante el período de iniciación, hay una penetración de los agentes agresivos. La duración de este período depende de la calidad del concreto, el espesor de recubrimiento, de las condiciones de exposición y del umbral o concentración crítica necesaria para iniciar la corrosión.

Una vez desavisado el acero, se considera que hubo el comienzo de la segunda fase de propagación de la corrosión. La Fig. 6 muestra la propagación y ese período puede aún ser

subdividido en diferentes estados límite, como manchas, fisuración debido a productos de corrosión, delaminación por expansión y posible colapso final de la estructura.

2.3.2 Modelos prácticos de vida útil

Varios modelos de vida útil existen en diferentes partes del mundo, en gran parte como respuesta a las condiciones ambientales en varias localidades donde los SLMs fueron desarrollados. La mayoría de los modelos cubre la penetración de cloruros y del dióxido de carbono en el concreto, como un modelo europeo "DuraCrete" (DuraCrete, 1998) y el norteamericano "LIFE-365" (2005). en África del Sur, los modelos de carbonatación e ingreso de cloruro también fueron desarrollados (Mackechnie & Alexander, 2002).

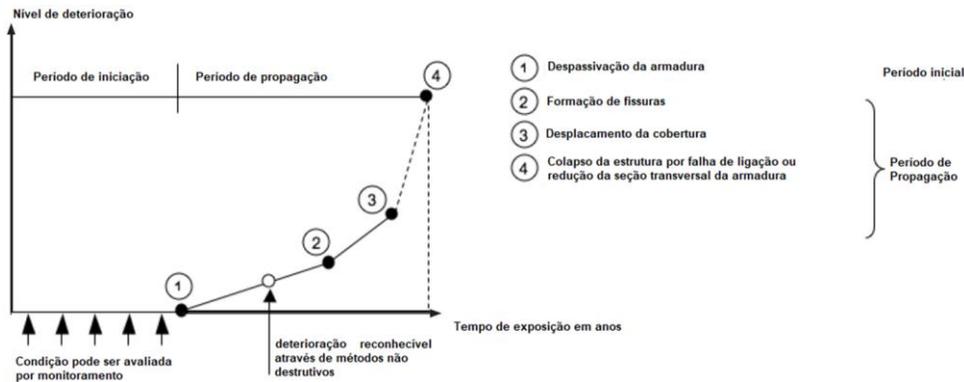


Figura 6. Modelo Tuutti de dos etapas

La Tabla 1 ofrece un resumen de algunos de los modelos de vida útil más prominentes disponibles en el momento. El modelaje de cloruros es comúnmente representado. (Mas detalles sobre SLMs son ofrecidos en la sección sobre esfuerzos internacionales).

Tabla 1. Resumen de algunos modelos de vida útil para concreto armado

Modelo	Características	Referencia
Life-365®	Modelo de difusión de cloruros, basado en la ley de Fick. Semi-probabilístico Ofrece análisis de costo del ciclo de vida.	Software gratuito. www.Life365.org
Stadium®	Modelo multi-iónico, basado en la ecuación de Nernst-Planck. Ofrece rango de entrada de cloruro e iniciación a la corrosión. También ofrece perfiles de carbonatación y sulfato. Probabilístico completo.	Proprietário do software: www.simcotechologies.com
fib Bulletin 34	Basado en la segunda ley de Fick. Aborda principalmente entrada de cloruro y carbonatación. Usado en fib Model Code 2010. Full probabilístico.	Bulletin para livre acesso: ISBN: 978-2-88394-074-1
Concrete Works	Basado en la ley de Fick. Prevee concentración, entrada de cloruro, caída térmica	www.texasconcreteworks.com (Folliard et al, 2008)
Clin Conc	Modelo de difusión de cloruro.	(Tang, 2008)

2.4 Esfuerzos internacionales en el desarrollo de SLMs y especificaciones basadas en desempeño

Esta sección describe los desarrollos en SLMs y especificaciones basadas en desempeño en varias partes del mundo. La mayoría de los modelos está preocupada con la previsión del inicio de la

corrosión del acero en el concreto y, por lo tanto, con la reacción del dióxido de carbono o cloruros, y la discusión será limitada a esos mecanismos de deterioro. Las observaciones generales son dadas primero, seguidas de detalles importantes para cada país o región.

Los modelos de previsión de cloruro europeo, escandinavos o sudafricanos son enfoques basados en el desempeño, es decir, estos son basados en la medición actual de las propiedades del material de la mezcla o estructura de concreto bajo consideración. El inicio de la corrosión es previsto usando la segunda ley de difusión de Fick, que permite modelar los perfiles de cloruro usando un coeficiente de difusión relevante, las condiciones de exposición y la concentración superficial del cloruro. Los coeficientes de difusión basados en varios materiales y proporciones de mezcla son experimentalmente determinados u obtenidos a partir de la experiencia.

Diferentes métodos de ensayo son usados en diferentes partes del mundo para estimar los coeficientes de difusión de cloruro. Los modelos europeos y escandinavos que usan la ASTM C 1202 (NTBUILD 492, 1999), en cuanto que el ensayo del índice de conductividad de cloruro (CCI) (Streicher y Alexander, 1995) es utilizado en África del Sur. Para los modelos de carbonatación, la resistencia a la carbonatación del concreto es generalmente encontrada en ensayos de carbonatación acelerada, normalmente usando especímenes curados en laboratorio.

Por otro lado, el modelo norteamericano "LIFE-365" es basado en simulaciones computacionales y no involucra ensayos. La vida útil y los costos del ciclo de vida de estructuras de concreto armado son estimados a partir de parámetros de entrada, como proporciones de mezcla y materiales, medidas preventivas (inhibidores de corrosión, revestimientos, acero inoxidable o revestido con epóxi) y condiciones ambientales. Diversos países alrededor del mundo adoptaron, en diferentes grados, el uso de especificaciones basadas en desempeño para la construcción en concreto, y ya serán discutidos.

2.4.1 *Canadá y Australia*

Bickley et al. (2006) hacen una breve revisión del uso de especificaciones de desempeño en Australia y en Canadá. Un factor común en esos países es el refinamiento de las definiciones de clases de exposición, permitiendo una descripción clara del tipo de desempeño deseado en una situación específica. Esa especificación de concreto australiana (AS, 2007) ofrece una clasificación especial que puede ser solicitada usando criterios de desempeño o preceptivos. De acuerdo con Day (2005), las especificaciones australianas proporcionan una buena plataforma para productores de concretos competentes. Un componente esencial de ese arreglo es la presencia de un sistema de calidad que monitorea el concreto y permite el control de desvíos. No obstante, el principal impulso de esas especificaciones aún es el control de la resistencia del concreto.

Las normas canadienses de concreto (CAN / CSA, 2004) tienen la opción de especificar criterios de desempeño o preceptivos. Las clases de exposición fueron extensamente definidas, y los límites son sugeridos para constituyentes o propiedades que llevarán a la producción de concretos durables para la condición de exposición específica. Esos límites pueden ser interpretados en especificaciones prescriptivas o de desempeño. En el primer caso, el cumplimiento de los límites sería necesario, en cuanto al segundo, los límites servirían como una directriz valiosa para el proveedor.

Bickley et al. (2006) indican que las normas canadienses usan requisitos de desempeño, tales como la carga total pasante (en Coulomb) para categorías especiales de exposición a cloruros, además de las dosis normativas rutinarias. Varios métodos de ensayo estandarizados están disponibles para usar en especificaciones de desempeño, es decir, la resistividad eléctrica (ASTM C1202, 2010), índice de vacíos (ASTM C457, 2010), sortividad (ASTM C1585, 2004), y difusión de iones cloruro (ASTM C1556, 2004). Esos ensayos pueden ser realizados en muestras moldeadas durante el vaciado o a partir de ensayos en probetas. No obstante, ni en todos esos ensayos son útiles para fines de control de calidad de rutina.

2.4.2 EUA

Como se ha mencionado, el modelo norteamericano de vida útil "LIFE-365" para cloruro es basado en simulaciones de computadora y no involucra ensayos directamente. Sin embargo, Thomas et al., (2012) mostraron que el modelo tenía previsto con éxito la penetración de cloruros en diferentes concretos en un local de exposición marina en Maine, EUA (Thomas et al, 2012, Alexander y Thomas, 2015). Para otros tipos de deterioro, Simons (2004) describió la experiencia con las especificaciones de desempeño en Nuevo México, donde también hay un alto riesgo de reacción álcali agregado del concreto. A partir de una especificación contra riesgo de AAR, hielo y deshielo y daños salinos relacionados, fueron desarrolladas especificaciones más recientes que abordan aspectos de variabilidad de los agregados, diferencias en los equipamientos y procedimientos operacionales y minimización de fisuras. Esto llevó a controles sobre la cantidad de cemento, bien sea como ganancia controlada de la resistencia del concreto. En las especificaciones más recientes, referidas al consumo mínimo de cemento, contenido máximo de agua y proporción arena-agregado fueron eliminadas, en cuanto ensayos apropiados para medir el potencial de AAR, permeabilidad y acción de hielo deshielo fueron delineados. Las especificaciones más antiguas no podían "garantizar" la protección contra los problemas de durabilidad, pues no había ensayos directos.

2.4.3 Escandinavia

En Escandinavia, el modelo "ClinConc" de ingreso de cloruro fue desarrollado (Nilsson et al, 1996, Tang, 2008). El modelo el transporte de cloruro en la estructura de poros de concreto, a partir del contenido de cloruros libres y el contenido de cloruros totales. Es, por lo tanto, un tipo de modelo de "transporte-interacción".

En Noruega, Gjörv, pionero en el enfoque de proyecto basado en probabilidad usando en DURACRETE para directrices de durabilidad, más expresado en un modelo basado en probabilidad llamado Duracon (Gjörv, 2014). Usando la segunda ley de Fick modificada en una simulación de Monte Carlo, se obtiene la probabilidad de corrosión durante un cierto "período de servicio" para la estructura en el ambiente dado, con los siguientes parámetros de entrada:

1. Carga ambiental: carga o concentración de cloruro, edad de actuación de cloruro y temperatura
2. Calidad del concreto: difusividad de cloruro, dependencia del tiempo de la difusividad del cloruro y contenido crítico de cloruro
3. Recubrimiento de concreto nominal

Un determinado "período de servicio" es especificado antes que la probabilidad de inicio de la corrosión del acero exceda un nivel de servicio superior a 10%, lo que está de acuerdo con las normas actuales de confiabilidad de las estructuras. Basado en los cálculos, una combinación de la calidad del concreto y del recubrimiento de concreto puede ser seleccionada, que reunirá lo especificado "período de servicio." En el caso de plataformas offshore de concreto en el Mar del Norte, los requisitos de desempeño basados en difusividad de cloruro (medido en el ASTM C 1202) y resistividad del concreto, bien como el espesor del recubrimiento fueron especificados. Gjörv sugiere que la resistividad pueda ser usada para evaluar la difusividad del cloruro del concreto estructural, como para el control de calidad *in loco*.

2.4.4 España

En España, Andrade et al (1993) propusieron el uso de la resistividad eléctrica para caracterizar los procesos de transporte de masa universalmente en el concreto, es decir para la difusión de cloruro y permeabilidad de gas. La resistividad ofrece una medida rápida, fácil y barata de la penetración en el concreto, también adecuada para uso local, para control de calidad de nuevas estructuras. Una limitación del ensayo es que no puede considerar la influencia de la capacidad de enlace de los mecanismos de transporte. La resistividad tiene la ventaja de permitir la

evaluación de las estructuras existentes por medio de mapeamiento sistemático, descrito en la Recomendación RILEM TC 154-EMC (Andrade et al, 2004). Además de las medidas de resistividad, Andrade propone el uso de medidas de potencial de media célula y determinación del local del rango de corrosión usando Resistencia de Polarización (Andrade et al, (2004).

Modelos de vida útil (SLM) para el período de iniciación y propagación de la corrosión, con base en la resistividad eléctrica, fueron desarrollados y son relatados en Andrade (2004) y Andrade y d'Andrea (2010). Los parámetros de entrada al modelo son el tipo de cemento, clase de exposición a partir de la cual el valor de CO₂ es obtenido, vida útil, por ejemplo 100 años, recubrimiento y factor de envejecimiento. A partir de esos parámetros de entrada, la resistividad es obtenida como un indicador de corrosión (o indicador de durabilidad) que puede ser usado para evaluar el desempeño de una estructura.

2.4.5 Suiza

La norma Suiza SN 505 262/1: 2013 incorpora varios DIs, prescribiendo valores límites para el cumplimiento por los productores de concreto. Entre ellos están el ensayo de migración de cloruro ASTM C1202 y un ensayo de carbonatación acelerada. Una DI es prescrita para conformidad, para el seguimiento del producto final, usando el ensayo in situ de permeabilidad al aire desarrollado por Torrent (1992), con valores límite para cloruros y corrosión inducida por carbonatación.

Las reglas para la aplicación del ensayo de permeabilidad al aire de Torrent para control de calidad y durabilidad son ofrecidas en la norma suiza SN 505 262/1 (2013), resumida por Torrent et al (2012). Limitando los valores de coeficiente de permeabilidad, kT, basándose en las condiciones de exposición de la EN 206-1. El concreto *in situ* debe ser ensayado entre 28 y 91 días posteriormente su lanzamiento. Para cementos de reacción lenta, con cenizas volantes, debe ser considerada una edad mínima de ensayo de 63 días. Precauciones deben ser tomadas para evitar ensayos de concreto en temperaturas muy bajas o con altos niveles de saturación. El contenido de humedad es verificado usando un instrumento basado en impedancia eléctrica, con un límite superior de humedad de 5,5% (en peso). Esos detalles sobre evaluación de conformidad y ensayos de aceptación son datos en la norma Suiza o en (Jacobs et al., 2009), (Torrent e Jacobs, 2014).

2.4.6 África del Sur

La industria de concreto de África del Sur ha experimentado especificaciones de desempeño y proyecto de durabilidad desde hace dos años (Alexander et al, 2001). Un enfoque de "índice de durabilidad" fue desarrollada para mejorar la calidad de la construcción de concreto armado, es decir visa controlar la corrosión del acero. Se basa en la medición de las propiedades de transporte de la capa de recubrimiento, tanto para el laboratorio como para el concreto *in situ*. Las principales etapas en la formulación de ese enfoque fueron el desarrollo de métodos de ensayo adecuados para medir los índices de durabilidad, caracterizando una serie de concretos usando esos ensayos, estudiando el desempeño *in situ* y aplicando los resultados y la construcción práctica. El enfoque progreso hasta el punto en que el proyecto de durabilidad racional y las especificaciones de durabilidad basadas en desempeño existen y están siendo aplicados en la construcción real.

El enfoque del Índice de Durabilidad (DI) se basa en los siguientes principios:

- La durabilidad del concreto armado depende de la calidad del concreto del recubrimiento o capa superficial, es decir, su capacidad de proteger al acero.
- La durabilidad solo puede ser garantizada si un parámetro de durabilidad puede ser medido.
- La calidad de la capa de recubrimiento debe ser caracterizada usando parámetros que influyan en los procesos de deterioro y que están ligados a mecanismos de transporte relevantes.

- Los ensayos son necesarios para cubrir o intervalo de problemas de durabilidad, cada ensayo debe ser vinculado a un mecanismo de transporte relevante para dicho proceso.
- La utilidad de los ensayos es evaluada por referencia al desempeño de durabilidad actual de las estructuras construidas usando los índices para fines de control de calidad.

Tres ensayos de DI fueron desarrollados: índice de permeabilidad al oxígeno, índice de conductividad del cloruro y ensayos del índice de sortividad (absorción capilar) del agua (ver Tabla 2). DIs son parámetros cuantificables de “ingeniería” v que caracterizan el concreto de la estructura construida (o de laboratorio) y son sensibles a factores materiales, de procesamiento y ambientales, como tipo de cemento, relación agua/aglomerante, tipo y grado de curado, etc. La indexación de materiales ofrece medidas de ingeniería reproducibles de la microestructura y de las principales propiedades del concreto en una edad relativamente precoz (por ejemplo, 28 días). El ensayo de los valores DI es hecho en muestras que son removidas de cualquier laboratorio o de paneles de ensayo o estructuras reales. Ensayos de demostración de locales rigurosos mostraron que la extracción de testigos no es adecuada, siendo los paneles de ensayo más representativos de la construcción *in situ* (Ronny y Everitt, 2010). Normalmente, paneles de ensayo (400 mm de ancho, 600 mm de altura y 150 mm de espesor) son construidos adyacentes a la misma estructura de concreto, tipo de obturador, métodos de compactación y curados usados en el panel y al mismo tiempo en la estructura real. Los testigos son extraídos en 28 - 35 días y llevados para un laboratorio de ensayos de durabilidad. Para elementos prefabricados, las muestras para ensayo son obtenidas directamente de los elementos actuales.

El enfoque también permitió correlaciones entre los índices de durabilidad, los resultados de los ensayos directos de durabilidad y el desempeño estructural, y los índices pueden, por lo tanto, ser usados en la siguiente manera:

- Para controlar una determinada propiedad o calidad de la zona de recubrimiento, reflejada por una especificación de construcción en la cual los límites para valores de índice son especificados
- Para evaluar la calidad de construcción para conformidad con un conjunto de criterios de desempeño
- Para pago justo para la obtención de calidad concreta.
- Para prever el desempeño del concreto en el ambiente de proyecto, siendo vinculado a los Modelos de Vida útil. Dos SLMs que incorporan los índices de durabilidad relevantes fueron desarrollados para condiciones de servicio - un modelo de entrada de carbonatación es un modelo de ingreso de cloruro (Mackechnie y Alexander, 2002).

Es importante resaltar que el trabajo de África del Sur representa un enfoque "integrado" en el cual los índices de durabilidad medidos que ofrecen la calidad real del material en pre-ensayos, situaciones de laboratorio o en la estructura *as-built* están vinculados a las especificaciones de construcción para fines de control de calidad y modelos de previsión de vida útil usados en el proyecto. Tal enfoque permite integración completa y consistencia entre proyecto, especificación y calidad de construcción. (La implementación del enfoque surafricano es posteriormente explorada).

2.5 Resumen: enfoques basados en desempeño

La Tabla 2 resume modelos de previsión de vida útil de proyecto en países seleccionados para especificaciones basadas en desempeño.

La Tabla 2 indica que hubo de hecho progresos en dirección a métodos basados en desempeño en varias partes del mundo. Los problemas aún existen, y es dudoso que un enfoque universal pueda surgir fácilmente en poco tiempo. No obstante, es probablemente más apropiado que sean encontradas soluciones locales o regionales que puedan ayudar a llevar adelante la construcción de concreto en esas localidades.

Es muy importante resaltar que: las especificaciones de desempeño deben exigir que la evaluación de la calidad del concreto, en relación con la durabilidad, sea considerada verdaderamente “basado en desempeño”. La precalificación y el ensayo de mezclas de laboratorio no son suficientes, lo que significa que muchos de los enfoques dichos de “desempeño” son apenas parciales en esta fase. (Mas informaciones sobre la implementación de enfoques basadas en desempeño en partes del mundo pueden ser encontradas en el Capítulo 6 de Alexander et al, 2017).

Tabla 2. Resumen de los enfoques basados en desempeño de durabilidad en varios países (con base en indicadores o índices de durabilidad) (Detalles en Alexander (2016b))

País	Parámetro de Durabilidad (Indicador o Índice)	Modelo de vida útil de proyecto	Método de ensayo de durabilidad
Canadá	Penetración de ion cloruro	Nenhum identificado	ASTM C 1202 Ensayo de penetración de cloruro
Francia	Coefficiente de difusión de cloruro - permeabilidad al gas aparente - permeabilidad a agua líquida - Contenido inicial de Ca (OH) ₂ - Porosidad accesible por agua	LCPC Modelos empíricos	Difusión de cloruros - ensayos de migración y difusión Permeabilidad al aire y agua
Holanda	Penetración de ion cloruro	DuraCrete Proyecto de durabilidad basado en probabilidad	NT Build 492, ensayo rápido de migración de cloruro Dos Métodos de Eletrodo (TEM)
Noruega	Difusividad de Cloruro	DuraCon Basado en probabilidad Proyecto de durabilidad	NT Build 492, ensayo rápido de migración de cloruros Dos Método de Eletrodo (TEM)
España	Resistividad eléctrica	- Basado en resistividad modelo - LIFEPRD	Dos puntos o Wenner cuatro pines ensayo de resistividad
Suiza	Migración de Cloruro Carbonatación Acelerada Permeabilidad al aire en el local	ninguno identificado	Límites Máximos: SN 505 262/1-B (NT Build 492) Límites Máximos: SN 505 262/1-I Límites Máximos: SN 505 262/1-E (Torrent kT)
África del Sur	Permeabilidad al oxígeno Sorción de agua Conductividad del cloruro Laboratorio ou site	Cloruro y Modelos de iniciación de corrosión inducida por carbonatación	Índice de permeabilidad de oxígeno OPI Índice de conductividad de cloruro CCI Índice de absorción capilar del agua WSI

3. CAMINOS A SEGUIR Y PASOS PRÁCTICOS

“Modelando Vida Útil y Proyecto da Vida Útil” están íntimamente relacionados: i) ambos involucran la evaluación del desempeño en durabilidad de una estructura durante su vida útil proyectada, ii) proyecto racional para durabilidad precisa de modelos de deterioro predictivos que

ofrecen a química y cinética del problema y iii) modelaje predictivo ofrece la base para el proyecto.

No obstante, en los últimos análisis los ingenieros de proyecto trabajan con normas técnicas. Así los modelos predictivos necesitan ser vinculados a normas, sea implícitamente siendo incorporados a ellos o explícitamente siendo aceptados como modelos adecuados para el proyecto que se vinculan a los requisitos de la norma de proyecto. Prácticamente, el “progreso real” solo ocurrirá con la formulación y ratificación de normas y patrones de proyecto. Esta sección revisa los aspectos de la normalización actual para el proyecto de durabilidad y ofrece un ejemplo de la práctica surafricana de la implementación de una especificación de desempeño de durabilidad.

3.1 Acciones para la normalización del proyecto de vida útil

El *fib* Model Code for Service Life Design (2006) clasifica enfoques para el proyecto de vida útil como: probabilístico completo, método de los factores parciales, método prescriptivo o considerada para satisfacer el método para evitar el deterioro. Cualquiera de esos enfoques puede ser usado, aunque un enfoque probabilístico completo sea deseable para grandes proyectos de infraestructura pública o estructuras de prestigio.

Actualmente los enfoques para proyecto de durabilidad racional son limitadas y de implementación variable. Por ejemplo, los enfoques europeos del DURACRETE (1998) y Life-365 (2005), aunque son útiles, son de localización específica y no representan totalmente un enfoque integrado, que requiera parámetros de durabilidad mensurables del local, que son usados en una especificación de desempeño y acoplado a modelos de vida útil. El proyecto de durabilidad también necesita una especificación para la implementación durante la construcción, para garantizar que las premisas de proyecto para calidad y composición del concreto sean alcanzadas. Una vez que los enfoques mencionados no son normalizados, las autoridades de proyecto y especificación encuentran una justificativa limitada para usarlas especialmente se no tuvieran los conocimientos necesarios.

3.1.1 Enfoque de la vida útil de proyecto y estados límites

Walraven sugiere que la aplicación práctica de un enfoque basado en el desempeño para la evaluación de vida útil y normalización requiere los siguiente elementos (Walraven, 2008): (i) limitar criterios estadales, (ii) una vida útil definida, (iii) modelos de deterioro, (iv) ensayos de conformidad, (v) estrategias de mantenimiento y reparación, y (vi) sistemas de control de calidad. Criterios de estado límite para durabilidad del concreto deben ser cuantificados, con significado físico claro, como porcentajes de fisuras, y similares. Los modelos de deterioro son generalmente matemáticos y deben incluir parámetros vinculados a los criterios de desempeño.

Como se ha indicado, la importancia de las normas hace esencial que cualquier enfoque útil sea normalizado. Las normas estructurales, que incluyen previsiones de durabilidad, acostumbra a ser lentas para ser actualizadas, de modo que nuevos conocimientos de investigación y práctica tardan en entrar en las normas. Como un ejemplo de proyecto de durabilidad basado en desempeño, la ISO 13823 (2008) describe una metodología de estado límite, resumida en la Fig. 7, que está relacionada a diferentes enfoques de proyecto de vida útil.

La Fig. 7 también es reflejada en el *fib* Model Code (2010), con varios enfoques para el proyecto de la vida útil. En principio los enfoques de proyecto en el Model Code evitan el deterioro causado por la acción ambiental, similar a los enfoques actuales de proyecto; estos son, por lo tanto, "inteligible" para ingenieros de proyecto estructural. Basado en modelos cuantificables para las acciones ambientales y la resistencia (es decir la resistencia contra la acción ambiental), las opciones de proyecto con o *fib* son bajo un enfoque probabilístico completo; enfoque semi-probabilístico (factores parciales); reglas prescriptivas consideradas satisfactorias; o evitar el ataque que lleva al deterioro.

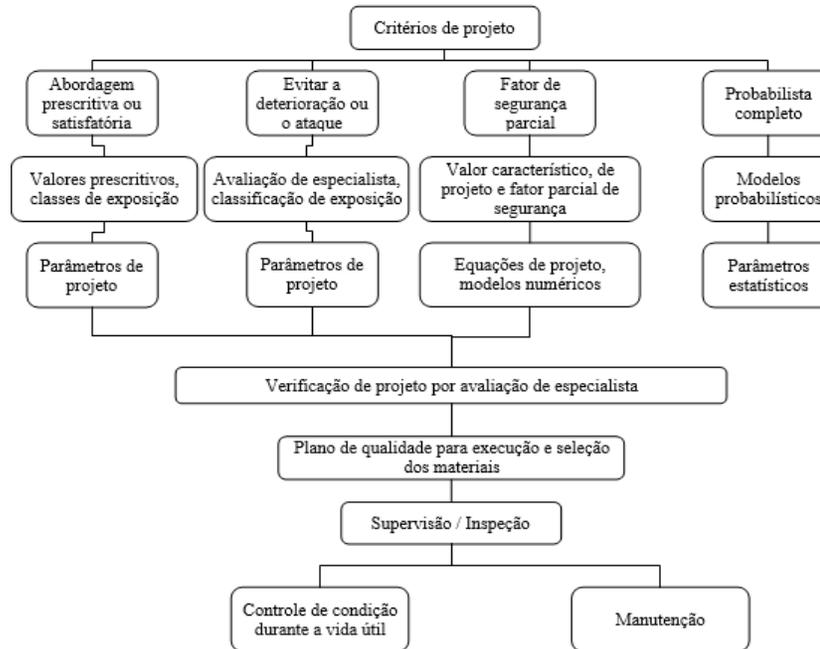


Figura 7. Resumen de los enfoques de proyecto de vida útil (ISO 13823, 2008)

El enfoque probabilístico completo debe ser usado apenas para estructuras excepcionales y es basado en modelos probabilísticos que son suficientemente validados para ofrecer resultados realistas y representativos de mecanismos de deterioro y de resistencia del material. La base es formada por métodos de ensayo apropiados y modelos de evaluación estadística, los cuales aún no son significativos. Las dos primeras opciones de incluir la evaluación cuantitativa del desempeño de una estructura utilizando la teoría de estado límite, documentada en la norma ISO 2394 (2015), con tres estados límite: estado límite último (ULS), estado límite de servicio (SLS), y estado límite de durabilidad (DSL). El ULS aborda la seguridad y la estabilidad de la estructura (ver, por ejemplo, EN 1990-1: 2002). El SLS considera deformaciones y vibraciones en la estructura. El DLS marca el inicio de la falla de durabilidad, por ejemplo, la iniciación de la corrosión en una estructura RC (ISO 13823: 2008). Cada uno de los tres estados es caracterizado por un límite de desigualdad. Ecuación 1:

$$R - S > 0 \quad (1)$$

La tarea del proyectista es realizar la verificación del desempeño de una estructura para garantizar que las variables de proyecto seleccionadas sean tales que el estado límite especificado no es alcanzado dentro de la vida útil proyectada. La verificación del desempeño depende del enfoque probabilístico utilizado, por ejemplo, el factor probabilístico total o parcial de seguridad (semi-probabilístico).

Discutiendo aún el enfoque del factor de seguridad parcial, la naturaleza probabilística del problema (dispersión de la resistencia del material y datos de cargas) es considerada a través de factores de seguridad parciales. Se basa en los mismos modelos del enfoque probabilístico completa y pretende presentar una herramienta de proyecto práctica y estadísticamente confiable. El enfoque considerado para satisfacer (prescriptiva) y comparable a las especificaciones de durabilidad dadas en la mayoría de los códigos y normas actuales, es decir especificaciones prescriptivas basadas en una selección de determinados valores de proyecto (dimensionamiento, selección de materiales y productos, procedimientos de ejecución) dependiendo de las clases ambientales. La diferencia entre el enfoque considerado para satisfacer el *fib* Model Code y las reglas tradicionales de proyecto de vida útil es que el último comúnmente no es basado en modelos físicos y químicos para concreto, pero en gran parte en la experiencia práctica anterior.

Construindo um projeto de vida útil de estruturas de concreto - histórico, desenvolvimentos e implementação

No obstante, un estimado de la vida útil específica no es necesaria en el enfoque de la “Considerada-para-Satisfacer”, haciéndola un enfoque prescriptivo. Por ejemplo, la norma europea EN 206-1:2013 adopta un enfoque Considerada-para-Satisfacer y prescribe consumo mínimo de cemento, máxima relación a/c, y clase mínima de resistencia a la compresión para componentes de concreto en varias clases de riesgo ambiental.

El cuarto nivel de proyecto de la vida útil (es decir, evitar el deterioro) exige el uso de materiales resistentes al deterioro, tal como el acero inoxidable o revestimientos de protección superficial del concreto, como epóxi, membranas, poliuretano, etc. El mantenimiento puede aún ser necesario con la renovación de estos revestimientos periódicamente.

Además de eso, muchas estructuras u sus partes no están expuestas a graves mecanismos de deterioro ambiental u operacionales, es el caso en que una simple atención a las buenas prácticas constructivas ya hará la diferencia y se alcanzará la vida útil deseada. Esto es ejemplificado en la categoría de exposición XO de la EN 206-1:2013. Descrita como "Concreto dentro de edificios con bajísima humedad de aire", lo que representa una gran proporción de construcción de concreto en ambientes suaves o benignos, considerados de agresividad nula.

3.2 Ejemplo de implementación: El enfoque del DI Surafricano en la práctica

El enfoque del modelaje del proyecto de vida útil de África del Sur fue revisado anteriormente, y esta sección esboza brevemente un ejemplo de implementación (Alexander, 2016b). El enfoque progresó hasta el punto en que tanto el proyecto de durabilidad racional como las especificaciones de durabilidad basadas en el desempeño están en vigor y siendo aplicadas en la construcción actual (Nganga et al, 2013, Alexander et al, 2001, Gouws et al, 2001, Raath, 2004). El enfoque permite que la variabilidad del material y de la producción que sea cuantificada y que sea buscado un equilibrio de forma que las metas sean alcanzadas tanto por el productor de concreto como por los constructores de concreto, basados en principios estadísticos (Alexander et al, 2008).

3.2.1 Implementación basada en el desempeño del Índice de Durabilidad DI en los principales proyectos de puentes

Una implementación significativa y a gran escala usando el enfoque basado en el desempeño del DI fue realizado en un gran proyecto de infraestructura - el Proyecto de mejoras de la vía expresa de Gauteng (GFIP) – que mejoró el sistema de autopistas en la provincia de Gauteng entre 2007 y 2012 para aliviar el congestionamiento. El trabajo involucró el ensanchamiento de la autopista a través de la incorporación de los canales de tráfico y la construcción de intercambios con puentes asociadas a un costo cercano a US \$ 2 billones. Debido al ambiente interno, el enfoque de DI exigió que apenas los ensayos de OPI y de sortividad (absorción capilar) fuesen realizados en concreto *in situ*. Los valores límites adoptados fueron mínimo de 9.70 para OPI y un máximo de 10 mm / sorhr. Las profundidades de recubrimiento de concreto de la armadura también fueron monitoreadas (ver Tabla 3).

Los valores límites aplicados están resumidos en la Tabla 3.

Tabla 3. Valores límites utilizados en el GFIP (SANRAL, 2010)

	Índice de Permeabilidad de Oxígeno (OPI)		Recubrimiento de concreto	
	OPI (escala logarítmica)	Porcentajes pago	Recubrimiento general (mm)	Porcentajes pago
Aceptación total	> 9.70	100%	≥ 85% <(100%+15mm)	100%
Aceptación	> 8.75 ≤ 9.70	80%	< 85% ≥ 75%	85%

condicional^a				
Aceptación condicional^b	-	-	< 75%	70%
Rechazo	< 8.75	No aplicable	< 65%	No aplicable

Se verificó que, aunque los valores-límite hayan sido obtenidos en promedio os conjuntos individuales de resultados (de diferentes subproyectos) mostraron alta variabilidad, ilustrada en la Tabla 4. La dispersión de la variabilidad obtenida en subproyectos seleccionados es clara, y la diferencias entre la construcción de “calidad” (aquí representada por la variabilidad) son removidas completamente. Solamente el subproyecto 9 (un patio de construcción prefabricado) alcanzó una variabilidad baja aceptable, con todos los resultados atendiendo las especificaciones del proyecto. Los resultados *in-situ* de los otros subproyectos son una buena ilustración de la variabilidad que puede ser introducida en las estructuras *as-built* por los procesos de construcción *in loco*, una vez que son básicamente los concretos de la misma fuente.

4. CONCLUSION

Es claro que, para el modelaje del proyecto de vida útil de estructuras de concreto, un progreso considerable fue alcanzado en décadas, aun cuando haya un gran progreso por alcanzar. La necesidad de enfoques basados en el desempeño, sin las cuales el proyecto de vida útil no puede ser implementado, es ahora razonablemente bien reconocida, pero no siempre puede ser practicada.

Tabla 4. Resumen numérico de los resultados de ensayo OPI – GFIP (Nganga et al, 2013)

Subproyecto	n	OPI (escala log)				Coeficiente de variación (%)	Porcentajes de fallas* (%)
		Promedio	Máx.	Mín.	s		
1	172	9.75	10.41	9.07	0.28	2.84	40.1
2	94	9.91	10.42	9.37	0.22	2.24	13.8
4	116	9.87	10.40	9.39	0.23	2.33	18.1
6	91	10.06	11.10	8.83	0.46	4.60	26.4
9	132	10.25	10.70	9.85	0.18	1.75	0

*Valores que no alcanzaron el valor límite de 9,70

Enfoques surgieron en diferentes partes del mundo en gran parte como respuesta a las necesidades observadas de mejor durabilidad de las estructuras de concreto. No obstante, aún falta un enfoque verdaderamente universal, aunque los documentos del *fib* Model Code y otros hayan sido delineados a la filosofía básica y los enfoques necesarios. Grandes progresos pueden ser esperados en esta importante área de proyecto y construcción de concreto en los próximos años.

5. REFERENCIAS

- Alexander, M. G. & Ballim, Y. (1993), “*Experiences with durability testing of concrete: a suggested framework incorporating index parameters and results from accelerated durability tests*”. Proc. 3rd Canadian Symp. on Cement and Concrete, Ottawa, August 1993, Nat. Res. Council, Ottawa, Canada, 1993: 248-263.
- Alexander, M. G., Mackechnie, J. R., Ballim, Y. (2001), “*Use of durability indexes to achieve durable cover concrete in reinforced concrete structures*, Chapter, Materials Science of Concrete, V. VI, Ed. J. P. Skalny and S. Mindess, American Ceramic Society, pp 483 – 511.

- Alexander, M. G., Ballim, Y., Stanish, K. (2008), “A framework for use of durability indexes in performance-based design and specifications for reinforced concrete structures”, *Materials & Structures*, V. 41, No. 5, pp. 921-936.
- Alexander, M. G., Santhanam, M. (2013), “Achieving durability in reinforced concrete structures: durability indices, durability design and performance-based specifications”. Keynote paper at International Conferences on Advances in Building Sciences & Rehabilitation and Restoration of Structures, IIT Madras, Chennai, India, 21pp.
- Alexander, M. G. & Thomas, M. (2015), “Service Life Prediction and Performance Testing – Current Developments and Practical Applications”. *Cement & Concrete Research*, Vol 78, pp. 155-164.
- Alexander, M. G. Ed. (2016a), “Marine concrete structures. Design, durability and performance”. Ed. M.G. Alexander, Cambridge: Woodhead Publishers (Imprint of Elsevier). 400 pp.
- Alexander, M. G. (2016b), “Performance-based concrete durability design and specification in South Africa – background, implementation, and quo nunc?” *Proceedings fib Symposium*, Cape Town, Lausanne, fib, pp. 52-62.
- Alexander, M. G., Bentur, A., Mindess, S. (2017), “Durability of Concrete: Design and Construction”. CRC Press, Taylor & Francis Group, U.K.
- Andrade, C., Alonso, C., Goni, S. (1993), “Possibilities for electrical resistivity to universally characterize mass transport processes in concrete”. In *Concrete 2000 Economic and durable construction through excellence Volume Two: Infrastructure, research, new applications*. Dhir, R. K. and Jones, M. R. ed. Scotland, UK: E & FN SPON, pp. 1639–1652.
- Andrade, C. (2004), “Calculation of initiation and propagation periods of service life of reinforcements by using the electrical resistivity”. In *International Symposium: Advances in Concrete through Science and Engineering*. Evanston, Northwestern University, USA, (2004) p. 8.
- Andrade C, Alonso C, Gulikers J, Polder R, Cigna R, Vennesland Ø, Salta M, Raharinaivo A, Elsener B. (2004), “RILEM TC 154-EMC: Electrochemical Techniques for Measuring Metallic Corrosion. Recommendations Test methods for on-site corrosion rate measurement of steel reinforcement in concrete by means of the polarization resistance method”, *Materials & Structures* V. 37, No. 273, pp. 623-643.
- Andrade, C., Izquierdo, D. (2005), “Benchmarking through an algorithm of repair methods of reinforcement corrosion: the Repair Index Method”, *Cement & Concrete Composites*, V. 27, No. 6, pp.727-733.
- Andrade, C., d’ Andrea, R. (2010), “Electrical resistivity as microstructural parameter for modelling of service life of reinforced concrete structures”, In *2nd International symposium on service life design for infrastructure*. pp. 379–388.
- Australian Standard (AS) (2007), *AS 1379: “Specification and Supply of Concrete”*. Sydney: Standards Australia.
- ASTM International. (2010). *ASTM C457/C457M-10a Standard Test Method for Microscopical Determination of Parameters of the Air-Void System in Hardened Concrete*. Retrieved from https://doi.org/10.1520/C0457_C0457M-10A
- ASTM International. (2010). *ASTM C1202-10 Standard Test Method for Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration*. Retrieved from <https://doi.org/10.1520/C1202-10>
- ASTM International. (2004). *ASTM C1556-04 Standard Test Method for Determining the Apparent Chloride Diffusion Coefficient of Cementitious Mixtures by Bulk Diffusion*. Retrieved from <https://doi.org/10.1520/C1556-04>

- ASTM International. (2004). *ASTM C1585-04e1 Standard Test Method for Measurement of Rate of Absorption of Water by Hydraulic-Cement Concretes*. Retrieved from <https://doi.org/10.1520/C1585-04E01>
- Bickley, J. A., Hooton, D. and Hover, K. C. (2006), “Performance specifications for durable concrete”. *Concrete International*, 28(9): 51-57.
- Canadian Standards Association (2004), *CAN/CSA-A23.1-04/A23.2-04: Concrete Materials and Methods of Concrete Construction/Methods of Test and Standard Practices for Concrete*, Toronto, 516 pp.
- Day, K. W. (2005), “Prescriptive on prescriptions”, *Concrete International*, V. 7, pp.27–30.
- DuraCrete (1998), “Probabilistic performance-based durability design: modelling of degradation”, Document, D. P. No. BE95-1347/R4-5, The Netherlands.
- EN 1990-1 (2002), Eurocode: “Basis of structural design”, CEN, Brussels, 2002.
- EN 206-1 (2013), “Concrete - Part 1: Specification, performance, production and conformity”, CEN, Brussels, 2013.
- fib Model Code for Service Life Design (2006) *fib Bulletin 34, fib*, EPFL Lausanne, 116 pp.
- fib Model Code (2010, 2013), International Federation for Structural Concrete (fib), Lausanne, Switzerland.
- Gjørsv, O. E. (2014), “Durability Design of Concrete Structures in Severe Environments”, 2nd edition, Taylor & Francis, CRC Press, London.
- Gouws, S. M., Alexander, M. G., Maritz, G. (2001), “Use of durability index tests for the assessment and control of concrete quality on site”, *Concrete Beton*, 98 pp. 5-16.
- Guillon, E., Le Bescop, P., Lothenbach, B., Samson, E. and Snyder, K. (2013), “Modelling degradation of cementitious materials in aggressive aqueous environments”, Part II in Star 211-PAE, Performance of cement-based materials in aggressive aqueous environments, pp. 1- 39. Springer.
- ISO 13823-1 (2008), “General Principles on the design of structures for durability”, International Organization for Standardization, Geneva.
- ISO 2394 (2015), “General Principles on Reliability for Structures”, International Organization for Standardization, Geneva, 111pp.
- Jacobs, F., Leemann, A., Denarié, E., Teruzzi, T. (2009), SIA 262/1. “Recommendation for the quality control of concrete with air permeability measurements”, VSS report, Zurich. 22 pp.
- LIFE-365 (2005). ACI-Committee-365, “Service life prediction model, Computer program for predicting the service life and life-cycle costs of reinforced concrete exposed to chlorides”. American Concrete Institute.
- Linger, L., Cussigh, F. (2018), “PERFDUB: A New French Research Project on Performance-Based Approach for Justifying Concrete Structures Durability”. In High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet.1. <https://doi.org/10.1007/978-3-319-59471-2>
- Lobo, C., Lemay, L. and Obla. K. (2005), “Performance-based specifications for concrete”. *The Indian Concrete Journal*, 79(12): 13-17.
- Mackechnie, J. R, Alexander, M. (2002), “Durability predictions using early-age durability index testing”. Proceedings, 9th Durability and Building Materials Conference, Australian Corrosion Association, Brisbane, (2002) 11pp.
- Muigai, R. N., Alexander, M. G., Moyo, P. (2009), “Use of chloride conductivity index in probabilistic modelling for durability design of RC members”. *Restoration of Building Monuments Journal*, V. 15, No. 4, pp. 267-276.
- National Ready-mix Concrete Association, (NRMCA), n.d. www.nrmca.org/P2P
- Neville, A. M. (1987), “Why we have concrete durability problems”, ACI SP-100, Katherine and Bryant Mather International Conference on Concrete Durability, American Concrete Institute, Detroit, USA, pp. 21-48.

- Nganga, G., Alexander, M. G., Beushausen, H. (2013), "*Practical implementation of the durability index performance-based design approach*". Construction & Building Materials, Published online: 6-MAY-2013. Construction and Building Materials. V. 45, pp. 251-261.
- Nilsson, L. O., Poulsen, E., Sandberg, P., Sørensen, H.E., Klinghoffer, O. (1996), "*Chloride penetration into concrete*", State of the Art, Transport processes, corrosion initiation, test methods and prediction models, Copenhagen: Danish Road Directorate, pp.23-25.
- NTBUILD 492, (1999), "*Concrete, mortar and cement based repair materials: chloride migration coefficient from non-steady state migration experiments*". Esbo, Finland: Nordtest.
- Raath, B. (2004), "*Practical Issues of Concrete Specification*". Concrete Society of Southern Africa, National Seminar: Specifying Concrete for Durability - State of the Art of South African Practice, Presented at Johannesburg Durban, Port Elizabeth and Cape Town, South Africa.
- RILEM TC 189-NEC (2005), "*Non-destructive evaluation of the concrete cover: Comparative test - Part I: Comparative test of 'penetrability' methods*". Materials and Structures (284), 2005.
- Ronny, R., Everitt, P. (2010), "*Durability specification and testing results from four bridge structures in Kwa Zulu-Natal*", In Concrete for a sustainable environment, Emperor's Palace, Kempton Park, Gauteng, South Africa.
- The South African National Roads Agency Limited (SANRAL) (2010), "*Project document: Project specifications*".
- Simons, B. (2004), "*Concrete performance specifications: New Mexico Experience*". Concrete International, 26(4): 68-71.
- Streicher, P., Alexander, M. G. (1995), "*A chloride conduction test for concrete.*" Cement and Concrete Research, V. 25, No. 6, pp 1284-1294.
- Swiss Standard SN 505 262/1 (2013), "*Concrete Construction – Complementary Specifications*", Schweizer Norm, 52 p. (in German and French)
- Tang, L. (2008), "*Engineering expression of the ClinConc model for prediction of free and total chloride ingress in submerged marine concrete*", Cement and Concrete Research, 38(8–9), 1092–1097.
- Taylor, P. (2004), "*Performance-Based Specifications for Concrete*", Concrete International, 8: 91 – 93.
- Thomas, M. D. A., Green, B., O'Neal, E., Perry, V., Hayman, S. Hossack, A. (2012), "*Marine Performance of UHPC at Treat Island*", Proceedings of Hipermat, 3rd International Symposium on UHPC and Nanotechnology for High Performance Construction Materials (Editors Michael Schmidt et al), Kassel, pp. 365-370.
- Torrent, R. J. (1992), "*A two-chamber vacuum cell for measuring the coefficient of permeability to air of the concrete cover on site*, Materials & Structures, V. 25, No. 6, pp.358-365.
- Torrent, R., Denarié, E., Jacobs, F., Leemann, A., Teruzzi, T. (2012), "*Specification and site control of the permeability of the concrete cover: The Swiss approach*", Materials and Corrosion, V. 63, No. 12, pp.1127-1133.
- Torrent, R., Jacobs, F. (2014), "*Swiss Standards 2013: World's most Advanced Durability Performance Specifications*", 3rd Russian Intern. Confer. on Concrete and Ferrocement, Moscow.
- Tuutti, K. (1992), "*Corrosion of steel in concrete*". Swedish Cement and Concrete Research Institute, CBI Research Report, No. 4 p 82.
- Van der Lee, J., De Windt, L., Lagneau, V. (2008), "*Application of reactive transport models in cement-based porous media*". Proceedings in the International RILEM Symposium on Concrete Modelling – CONMOD'08, Delft, The Netherlands.
- Walraven, J. (2008), "*Design for service life: how should it be implemented in future codes*", International Conference on Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting, Proceedings ICCRRR Cape Town, (2008) pp. 3-10.

Retos y oportunidades para evaluar las propiedades de transporte del concreto de alto rendimiento

K. Yang^{1,2}, S. Nanukuttan³ , W. J. McCarter⁴ , A. Long³ ,
P. A. M. Basheer^{2*} 

*Autor de Contacto: P.A.M.Basheer@leeds.ac.uk

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i3.301>

Recepción: 03/03/2018 | Aceptación: 04/07/2018 | Publicación: 31/08/2018

RESUMEN

En este artículo, se realiza una revisión de esas técnicas, destacando los desafíos y las oportunidades para evaluar las propiedades de transporte del concreto de alto desempeño. El conocimiento del desempeño del concreto estructural es necesario para propósitos de diseño y conformidad. Una de las fuertes ventajas para el uso de concreto de alto rendimiento (HPC) es obtener una durabilidad destacada, pero sería erróneo suponer que todos los HPCs pueden ofrecer, automáticamente, un nivel de desempeño deseado. La caracterización in situ de las propiedades de permeabilidad del concreto y el medio más viable para evaluar la durabilidad y se ha vuelto cada vez más importante en los últimos 20 años. Existe una variedad de métodos que presentan una gama de parámetros como, por ejemplo, permeabilidad al aire, absorción de agua, absorción capilar, y coeficiente de migración de cloruros.

Palabras clave: concreto de alto rendimiento; permeabilidad; especificación por rendimiento; ensayos no destructivos NDT; confiabilidad.

Citar como K. Yang, S. Nanukuttan, W. J. McCarter, A. Long, M. Basheer (2018), “Desafíos y oportunidades para conocer las propiedades dependientes de los mecanismos de transporte en concretos de alto desempeño”, Revista ALCONPAT, 8 (3), pp. 246-263, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i3.301>

¹ School of Materials Science and Engineering, Chongqing University, China

² School of Civil Engineering, University of Leeds, United Kingdom.

³ School of Natural and Built Environment, Queen’s University Belfast, United Kingdom.

⁴ School of Energy, Geoscience, Infrastructure and Society, Heriot-Watt University, United Kingdom.

Información Legal

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

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

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

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

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el segundo número del año 2019 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del primer número del año 2019.

Challenges and opportunities for assessing transport properties of high-performance concrete

ABSTRACT

In this paper, a review of techniques is given so that both, the challenges and opportunities for assessing transport properties of high-performance concrete, are highlighted. A knowledge of performance of structural concrete is required for design and compliance purposes. One driving force for the use of high performance concretes (HPC) is enhanced durability yet it would be wrong to assume that all HPCs can deliver the desired performance level. In situ characterisation of the permeation properties of concrete is the most viable means for assessing durability and has become increasingly important over the past 20 years. A variety of methods exist that provide a range of parameters, e.g. air permeability, water absorption rate, sorptivity and chloride migration coefficient.

Keywords: high-performance concrete; permeation properties; performance-based specification; NDT test methods; reliability.

Desafios e oportunidades para conhecer as propriedades dependentes dos mecanismos de transporte nos concretos de alto desempenho

RESUMO

Neste artigo, é feita uma revisão dessas técnicas, destacando os desafios e as oportunidades para avaliar as propriedades de transporte do concreto de alto desempenho. O conhecimento do desempenho do concreto estrutural é necessário para propósitos de projeto e conformidade. Uma das fortes vantagens para o uso de concreto de alto desempenho (HPC) é obter uma durabilidade destacada, mas seria errado supor que todos os HPCs podem fornecer, automaticamente, um nível de desempenho desejado. A caracterização in situ das propriedades de permeabilidade do concreto é o meio mais viável para avaliar a durabilidade e tem se tornado cada vez mais importante nos últimos 20 anos. Existe uma variedade de métodos que fornecem uma gama de parâmetros, como, por exemplo, permeabilidade ao ar, absorção de água, absorção capilar, e coeficiente de migração de cloretos.

Palavras-chave: concreto de alto desempenho; permeabilidade; especificação por desempenho; ensaios não destrutivos NDT; confiabilidade.

Nomenclatura

A	el área de la sección transversal sometida al flujo (m^2)
ΔC	la diferencia de concentración (g / m^3)
C	la concentración a la profundidad x (g / m^3)
C_0	concentración de iones en la superficie expuesta (g / m^3)
D_c	el coeficiente de difusión de carbonatación ($m / s^{0,5}$)
D_g	el coeficiente de difusión del gas (m^2 / s)
D_v	el coeficiente de difusión del vapor (m^2 / s)
D_{is}	el coeficiente de difusión de iones (m^2 / s)
D_{ia}	el coeficiente de difusión (m^2 / s)
D_{js}	el coeficiente de migración (m^2 / s)
D_{in}	el coeficiente de migración (m^2 / s)
d	profundidad de penetración (m) en el tiempo t (s)
d_c	la profundidad de carbonatación (m)

ΔE	la diferencia de potencial aplicada (V)
F	Constante de Faraday (c / mol)
ΔH	la diferencia de presión expresada en la cabeza del agua (m)
i	el volumen absorbido por unidad de área (mm)
J_g	flujo masivo de gas (g / m ² • s)
J_v	flujo de masa de vapor (g / m ² • s)
J_s	flujo masivo de iones (g / m ² • s)
J_j	el flujo de especies (kg / m ² • s)
K_{gs}	el coeficiente de permeabilidad (m ²)
K_{gn}	el coeficiente de permeabilidad (m / s)
K_{ws}	el coeficiente de permeabilidad al agua (m / s)
K_{wn}	el coeficiente de permeabilidad (m / s)
L	el espesor de la muestra (m)
P_e	la presión aguas arriba (N / m ²)
P_s	la presión aguas abajo (N / m ²)
P_i	a presión al inicio de la prueba (N / m ²)
P_t	la presión al final de la prueba (N / m ²)
Q_s	la tasa de flujo de volumen de estado estacionario (m ³ / s)
R	constante de gas universal (J / mol • K)
S_w	la sorptividad de los materiales (mm / min ^{0.5})
S_d	la sorptividad (mm / min ^{0.5})
T	la temperatura absoluta (K)
t	tiempo transcurrido (s)
t_r-t_i	la duración de la prueba (s)
v	porosidad de la muestra (%)
V_c	el volumen de la cámara de prueba (m ³)
erf	la función de error
x	profundidad de penetración de iones (m)
Z_j	la carga eléctrica de las especies
μ	la viscosidad dinámica del gas (Ns / m ²)

1. INTRODUCCIÓN

En el diseño de estructuras de hormigón, la durabilidad y la predicción de la vida útil han ganado importancia en los últimos años. Esto se debe a la inadecuada durabilidad de muchas estructuras de hormigón armado construidas en las últimas décadas, lo que supone una carga considerable para los presupuestos de construcción. Este es un problema mundial (Beushausen y Luco, 2016). El uso de concreto de alto rendimiento (HPC) es un enfoque establecido para aumentar la durabilidad de estructuras de concreto armado y pretensado (Aitcin, 1998). Sin embargo, con los niveles de desempeño del HPC es frecuentemente evaluado en ensayos de laboratorio, el desempeño a largo plazo de las estructuras de concreto en servicio depende, en gran parte de factores como la calidad de la construcción. Con ese escenario la capacidad de realizar una evaluación de calidad precisa y en el sitio del HPC es fundamental.

Cuando se discute el ensayo de durabilidad del concreto, son las propiedades de permeabilidad y transporte de masa que son más importantes en términos de adsorción¹, difusión, migración, absorción y permeabilidad y son utilizados en ese sentido. Los ensayos son normalmente realizados en probetas cilíndricas de 150 ± 300 mm, utilizando métodos de ensayo patrón, generalmente con

¹ La adsorción no se discute aquí, ya que este parámetro no se utiliza comúnmente como un indicador de durabilidad.

edad de 28 días. Debe ser recordado que las propiedades de transporte pueden ser determinadas por técnicas de laboratorio y/o técnicas *in situ* (Basheer et al., 2008, McCarter et al., 2017). Las técnicas de laboratorio son fáciles de ejecutar y fueron estandarizadas para determinar la conformidad de las estructuras con su proyecto (Dhir et al., 1989; Zhang et al., 2017). Ensayos de permeabilidad en el local pueden ser usados para obtener mucha información. Sin embargo, eso no sugiere la interrupción total de las mediciones de laboratorio, conforme lo observado en el Informe Técnico de la Concrete Society-31 (2008). Caída clara la importancia de los ensayos *in situ* para asegurar al propietario una documentación robusta de aceptación de la estructura terminada en comparación con la documentación requerida para otros aspectos de la garantía de calidad de concreto armado (Bentur y Mitchell, 2008).

Numerosas técnicas han sido aplicadas para evaluar las propiedades de permeabilidad de concreto normal (NC), pero pocas de ellas son adecuadas para distinguir HPCs. Existen dos desafíos técnicos para las técnicas de ensayo actuales: en primer lugar, las características de la HPC debido a su estructura de poros densos y en segundo lugar la dificultad en controlar las condiciones de ensayo antes y durante las mediciones. Este artículo revisa las técnicas actuales de ensayo de permeabilidad con el objetivo de identificar un método confiable para los HPCs. El alcance de los métodos de ensayo revisados está limitado a métodos directos de permeabilidad.

2. MÉTODOS DE ENSAYO Y MONITOREAMIENTO DEL DESEMPEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DE CONCRETO

2.1 Métodos de laboratorio para evaluar las propiedades de permeabilidad

2.1.1 Métodos de permeabilidad

Los métodos para determinar la permeabilidad del concreto pueden ser ampliamente divididos en dos categorías, ensayos de permeabilidad en el gas (aire) y ensayos de permeabilidad al agua, coeficientes de permeabilidad de gas pueden ser determinados midiendo el flujo de gas, a una presión constante ó a través del monitoreo de la caída de presión a lo largo de un intervalo de tiempo especificado (Basheer, 2001). La velocidad de salida es la medida para el ensayo de permeabilidad al gas o aire en estado estacionario. El otro tipo de ensayo de aire, conocido como ensayo de caída de presión, usa esa caída de presión para calcular el coeficiente de permeabilidad del gas. Ensayos de permeabilidad al gas se volvieron populares por su corta duración y el efecto limitado de las variables de ensayo sobre a la estructura de poros que tiene durante mediciones (Torrent, 1992, Basheer, 2001; Yang et al, 2013.).

Permeabilidad al agua puede ser determinado por mediciones de flujo de agua en cualquier estado estacionario o no estacionario bien como la penetración de agua sobre la influencia de una carga de presión externa (Basheer, 1993; Yang et al 2013.). La principal diferencia entre ellos es la duración del ensayo. El tiempo necesario para obtener un flujo constante varía de algunos días a varias semanas o meses, dependiendo de la calidad del concreto (Hearn y Morley, 1997; El-Dieb y Hooton, 1995), en cuanto que la duración del ensayo no estable es más corta, generalmente menos de 3 días. El ensayo desarrollado por El-Dieb y Hooton (1995) debe ser destacado debido a su novedad. En comparación con otros métodos este ofrece un amplio rango de presión de ensayo de 0,5 MPa a 3,5 MPa y mejora la precisión de la medición de salida. El rango de coeficiente de permeabilidad al agua de HPC determinado por Nokken y Hooton (2007) varió de 10-13 a 10-15 m / s, lo que está de acuerdo con los resultados relatados por otros, utilizando un régimen de ensayo semejante (Galle et al., 2004 Reinhardt y Jooss, 2003).

Como los ensayos de estado estacionario requiere larga duración del ensayo para alcanzar el estado estacionario, la profundidad de penetración del agua en el concreto también ha sido utilizada para determinar el coeficiente de permeabilidad al agua para concretos de baja permeabilidad. Este método fue estandarizado y está descrito por la norma BS-EN 12390-8 (2009). Chia y Zhang (2002) y Pocock y Corrans (2007) verificaron que la dispersión de los resultados es muy elevada y el

coeficiente de variación de los resultados del ensayo es superior a 100%. La Tabla 1 presenta un resumen de los valores típicos y su varianza para diferentes métodos de ensayo.

Tabla 1. Resumen de los valores típicos y varianza de los coeficientes de permeabilidad determinados por los diferentes métodos de ensayo

Coeficiente de permeabilidad	Concreto			Coeficiente de variación
	pobre	normal	rico	
K_{gs} (m ²)	$>10^{-13}$	10^{-14} - 10^{-15}	$<10^{-16}$	15%-30%
K_{ws} (m/s)	$>10^{-11}$	10^{-11} - 10^{-13}	$<10^{-14}$	20%-40%
K_{wn} (m/s)	$>10^{-10}$	10^{-10} - 10^{-12}	$<10^{-13}$	40%-100%

2.1.2 Difusión de iones

El transporte de iones cloruro puede ser evaluado por medio de un ensayo de difusión iónica (Basheer, 2001, Tang et al., 2011). Esos resultados pueden ser agrupados en dos categorías; métodos basados en difusión y basados en migración. Los ensayos de difusión simulan el movimiento de iones cloruro bajo la influencia de un gradiente de concentración y la configuración tradicional incluye células de difusión (estado estacionario y estado no estacionario) o inmersión / sumergido (estado no estacionario). En el caso de ensayos en estado estacionario, la velocidad de transporte iónico es medida y usando la primera ley de difusión de Fick, donde el coeficiente de difusión es calculado. En el caso de ensayos no estacionarios, la profundidad de penetración de cloruros es usada para calcular el coeficiente de difusión usando la función error da segunda ley de difusión de Fick. El ensayo de difusión em estado estacionario, normalmente, requiere seis meses ó más para alcanzar un estado estacionario de flujo. La duración es corta para ensayos de estado no estacionario. Los ensayos de inmersión generalmente llevan cerca de 91 días, lo que puede ser usado para evaluar la resistencia al cloruro para la mayoría de los proyectos de construcción, se hubiese tiempo disponible.

Desde la década de 1980, muchos métodos han sido propuestos, que aplican un campo eléctrico externo para acelerar la entrada de iones cloruro. Algunos de los ensayos usaron una alta concentración de solución de fuente de cloruro para acelerar aún más el movimiento iónico (Tang et al., 2011). Uno de los primeros ensayos en esta categoría es el Ensayo de Permeabilidad Rápida en Cloruro (RCPT) y este fue adoptado como un ensayo patrón por la AASHTO T277 (2015) y por la ASTM C1202 (2017). En este ensayo la resistencia del concreto frente al cloruro es categorizada por la carga total que pasa por la muestra durante las primeras 6 h. Como la carga es realizada por todos los iones y no apenas por los cloruros, este ensayo ha sido criticado por algunos investigadores durante la década de 1990 (Andrade, 1993, Tang y Nilsson, 1992). El ensayo más reciente es el ensayo de migración en estado estacionario. El arreglo del ensayo es semejante al RCPT, sin embargo, en este caso la concentración de cloruro del ánodo es medida en función de la carga pasante. El coeficiente de migración es calculado usando una ecuación de Nernst-Planck modificada (Tang et al., 2011). Tang y Nilsson (1992) propusieron un ensayo rápido basado en la teoría de la migración de cloruro es el estado estacionario, conocido como ensayo de migración rápida de cloruro (RCM). El coeficiente de migración de cloruro es calculado a partir de la profundidad del cloruro y usando una ecuación de Nernst-Planck modificada. Actualmente, este método está incluido en normas nórdicas NT-Build 492 (1999). Debido a la corta duración y simplicidad del ensayo, los tres métodos basados en migración existen una ventaja sobre los ensayos basados en difusión para determinar la resistencia del concreto al transporte de cloruro. No obstante, como ha sido afirmado anteriormente, el RCPT tiene varios problemas inherentes. Es relatado que este método mide la conductividad de la solución, contrario a las propiedades de

transporte de cloruro (Andrade, 1993, Basheer et al., 2005). El aumento de la temperatura debido a la alta tensión puede afectar significativamente la conductividad de los iones y por lo tanto el resultado final en Coulombs. Por lo tanto, el RCPT no puede ofrecer una indicación confiable de la migración de cloruros. Los otros dos métodos son basados en la teoría bien establecida y ampliamente aceptada por los investigadores para evaluar los HPCs. Los resultados típicos de los coeficientes de difusión / migración iónica son presentados en la Tabla 2.

Tabla 2. Resumen de los valores típicos y varianza de los coeficientes de difusión / migración de iones determinado por diferentes métodos de ensayo

Coeficiente de difusión	Concreto			Coeficiente de variación
	Pobre	Normal	Rico	
D_{is} (m ² /s)	>10 ⁻¹¹	10 ⁻¹¹ -10 ⁻¹²	<10 ⁻¹²	15%-25%
D_{ia} (m ² /s)	>10 ⁻¹¹	10 ⁻¹¹ -10 ⁻¹²	<10 ⁻¹³	20%-35%
D_{js} (m ² /s)	>10 ⁻¹¹	10 ⁻¹¹ -10 ⁻¹²	<10 ⁻¹³	20%-35%
D_{in} (m ² /s)	>10 ⁻¹¹	10 ⁻¹¹ -10 ⁻¹²	<10 ⁻¹³	20%-35%

2.1.3 Métodos de Absorción Capilar

Sortividad es el parámetro para estimar la capacidad de penetración del líquido debido a la absorción capilar (Basheer, 2001; McCarter et al., 2009). Dos tipos de ensayos son usados para medir la sortividad: (1) método de ganancia de peso; y (2) profundidad de penetración de agua. El método de ganancia de peso fue aceptado como un método patrón europeo: EN-13057 (2002). Basheer (2001) revisó los resultados para NC, que varían de 0,05 y 0,15 mm / min^{0.5}. La profundidad de penetración de agua - estimado utilizando una técnica de división de la muestra - causada por succión capilar puede ser utilizada para evaluar también la sortividad (McCarter et al., 1995). Sin embargo, la necesidad de varias muestras es la principal desventaja de ese método. También es difícil observar una clara frente al agua para el concreto que contiene ceniza volante y microsíllica. Ganjian y Pouya (2009) estudiaron los efectos de materiales cementíceos complementarios (MEC) en sortividad de HPCs y no encontraron ninguna diferencia significativa entre los diferentes HPCs. Resultados semejantes también fueron relatados por otros Sortividades (Elahi et al., 2010) Así la sortividad no es un parámetro sensible en la evaluación del desempeño de los concretos.

2.1.4 Consideraciones sobre la evaluación de las propiedades de permeabilidad de los HPCs por técnicas de laboratorio

Para evaluar las propiedades de permeabilidad de los HPCs usando métodos de ensayos de laboratorio, ensayos de permeabilidad al agua y difusión iónica en estado estacionario, ofrecen un procedimiento de análisis simple. Sin embargo, tienen una limitación en común, y es la larga duración del ensayo lo que puede llevar a interacciones químicas y físicas acopladas. Los ensayos de estado no estacionario presentan mejor desempeño en este aspecto y pueden ser usados en el HPC. Otro punto que debe ser destacado es la condición inicial de una muestra, incluyendo la cantidad y distribución de la humedad, que tiene un efecto predominante en los resultados y debe ser evaluada antes de las mediciones. La Tabla 3 resume los métodos de ensayo de laboratorio y sus ecuaciones fundamentales conjuntamente con recomendaciones para evaluar el HPC.

Tabla 3. Métodos de ensayo de permeabilidad laboratorial y ecuaciones fundamentales

Mecanismo de transporte	Medio de ensayo	Condición de humedad	Teoría	Ecuación fundamental	Adecuado para ensayar HPCs
Permeabilidad	Gas	Seco	Estado estacionario	$K_{gs} = \frac{2\mu L P_s Q_s}{A(P_e^2 - P_s^2)}$	Si
			Estado no-estacionario	$K_{gn} = \frac{V_c L}{RTA} \times \ln \frac{P_i}{P_t} / (t_t - t_i)$	Si
	Agua	Saturado	Estado estacionario	$K_{ws} = Q_s / A \times L / \Delta H$	No
			Estado no-estacionario	$K_{wn} = d^2 v / t \Delta H$	Si
Difusividad y Migración	Gas	Seco	Estado estacionario	$D_g = J_g L / \Delta C$	No
			Estado no-estacionario	$D_c = d_c / t^{0.5}$	Si
	Vapor	Seco	Estado estacionario	$D_v = J_v L / \Delta C$	No
		Saturado	Estado estacionario		
	Difusividad iónica	Saturado	Estado estacionario	$D_{is} = J_s L / \Delta C$	No
			Estado no-estacionario	$C = C_0 [1 - \operatorname{erf}(x / 2\sqrt{D_{ia}t})]$	Si
	Migración iónica	Saturado	Estado no-estacionario	Clasificación de la resistencia al cloruro de acuerdo con la carga total que pasa a través de una muestra	No
			Estado estacionario	$D_{js} = J_j / C_j \times RT / Z_j F \times L / \Delta E$	Si
			Estado no-estacionario	$D_{in} = RT / Z_j F \Delta E \times (x_d - 1.061x_d^{0.589}) / t$	Si
	Sortividad (absorción capilar)	Agua	Seco	Estado no-estacionario	$S_w = i / t^{0.5}$
Estado no-estacionario				$S_d = d / t^{0.5}$	No

2.2 Métodos de campo

2.2.1 Ensayos de permeabilidad al aire in situ

Ensayos de permeabilidad al aire adquirieron popularidad debido a su corta duración de ensayo y al hecho de que la estructura de concreto no es afectada durante el ensayo. Schonlin y Hilsdorf (1987) desarrollaron un método de ensayo de permeabilidad al aire montado sobre la superficie que permite medir la caída de presión para calcular un índice de permeabilidad al aire. Este método de presión decreciente es extremadamente rápido y puede ser realizado por un único operador. Más tarde numerosos investigadores modificaron la configuración y la teoría de ese método. Una modificación para ser destacada es el método de Torrent (1992) que introdujo un anillo de protección para desarrollar un aparato de cámara doble. Asumiendo el flujo unidireccional de aire a través del concreto en la cámara interna, el coeficiente de permeabilidad al aire es calculado a partir del cambio de presión de la cámara interna. De la misma forma, Guth y Zia (2001) usaron patrones de flujo a través de dos células concéntricas para determinar la permeabilidad al aire del concreto. La aplicación de un anillo de protección fue propuesta para el ensayo de absorción de agua in situ. En el sentido más estricto, el anillo de protección no puede garantizar el flujo de aire unidireccional en toda la sección, como la simulación de flujo realizada por Yang et al. (2015) indicó que el anillo de protección puede confinar el flujo en la superficie más cercana y que el flujo unidireccional no alcanza toda la profundidad de la probeta. Sin embargo, el método de Torrent puede servir como una aproximación conservadora de la permeabilidad al aire con las hipótesis simplificadoras. El otro tipo de ensayo de permeabilidad al aire aplicado en la superficie es el ensayo de flujo de aire en la superficie. Whiting y Cady (1992) aplicaron la técnica de vacío para medir la permeabilidad al aire in situ, denominado ensayo de flujo de aire en la superficie (SAF). La velocidad de flujo de aire en estado estacionario bajo un nivel de vacío constante es considerada como un indicador de permeabilidad al aire.

Ese tipo de ensayo de permeabilidad al aire montado en la superficie puede identificar los efectos de la relación a/c, tiempo de curado y temperatura de curado en la permeabilidad bajo condiciones de ensayo controladas. En el método Torrent, el dispositivo de la Guth-Zia es el Autoclam fueron usados para medir la permeabilidad de los HPCs. Romer (2005) relató que resultados engañosos fueron obtenidos usando el ensayo de Torrent cuando las muestras de concreto húmedo fueron probadas. Resultado semejante también fue relatado por Guth y Zia (2001) y Elahi et al. (2010). O Autoclam modificado (método de ensayo de bajo volumen) fue concebido para medir la permeabilidad al aire in situ de HPCs (Yang et al., 2015) y la Fig. 1 evidencia el progreso de desarrollo de ensayo Autoclam y los resultados típicos para medir la permeabilidad al aire de 1 CNs y 5 HPCs. La pesquisa confirmó fuertes relaciones positivas entre el método de ensayo propuesto y el método de evaluación de permeabilidad patrón existente y alto potencial para ser hacerse reconocidos como métodos internacionales para determinar la permeabilidad de HPCs.

Figg (1973) desarrolló el ensayo de succión de agujero de perforación durante su trabajo en el Building Research Establishment. Una aguja hipodérmica es empujada para dentro de la cavidad y conectada a un manómetro lleno de mercurio y a una bomba de vacío manual. Posterior a la aplicación de vacío en la cavidad el tiempo necesario para el aumento de la presión de aire de 15 a 20 kN / m² es considerado una medida de la permeabilidad al aire del concreto. Dos métodos de ensayo también son igualmente encontrados en la literatura: desarrollada por Parrott y Hong (1991) en la British Cement Association, y el otro desarrollado por Dinku y Reinhardt (1997) de la Universidad de Stuttgart. Una cuestión indicada por Figg (1973) es que las micro fisuras son inducidas por la aplicación de la broca de acción del martillo y pueden afectar los resultados de manera significativa. Para HPCs, la situación puede volverse aún más severa debido a la alta fragilidad y dificultad de perforación de concreto de alta resistencia (Aitcin, 1998). Es evidente a partir de la literatura, que hay unos escasos de datos sobre las medidas de permeabilidad al aire para HPCs.

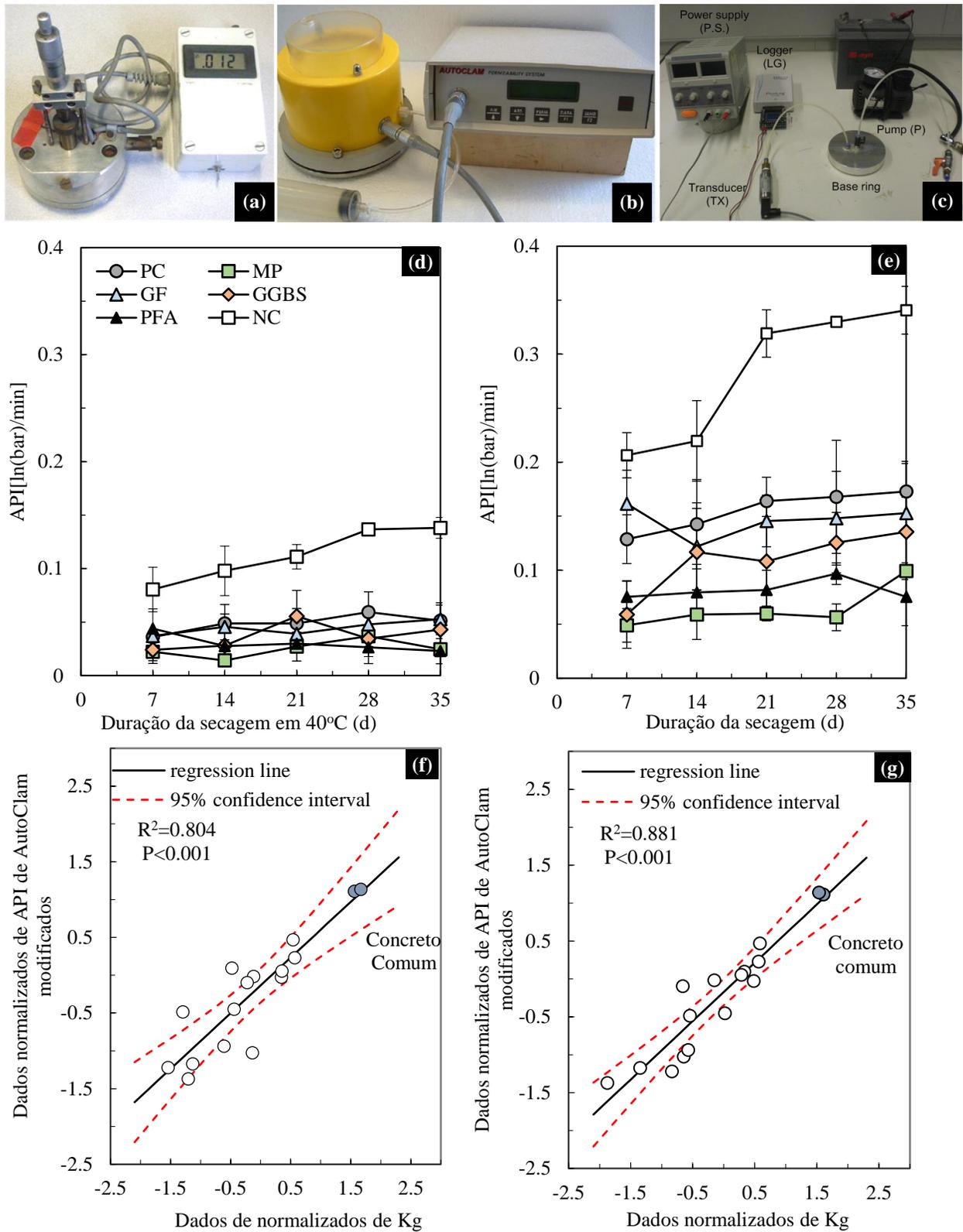


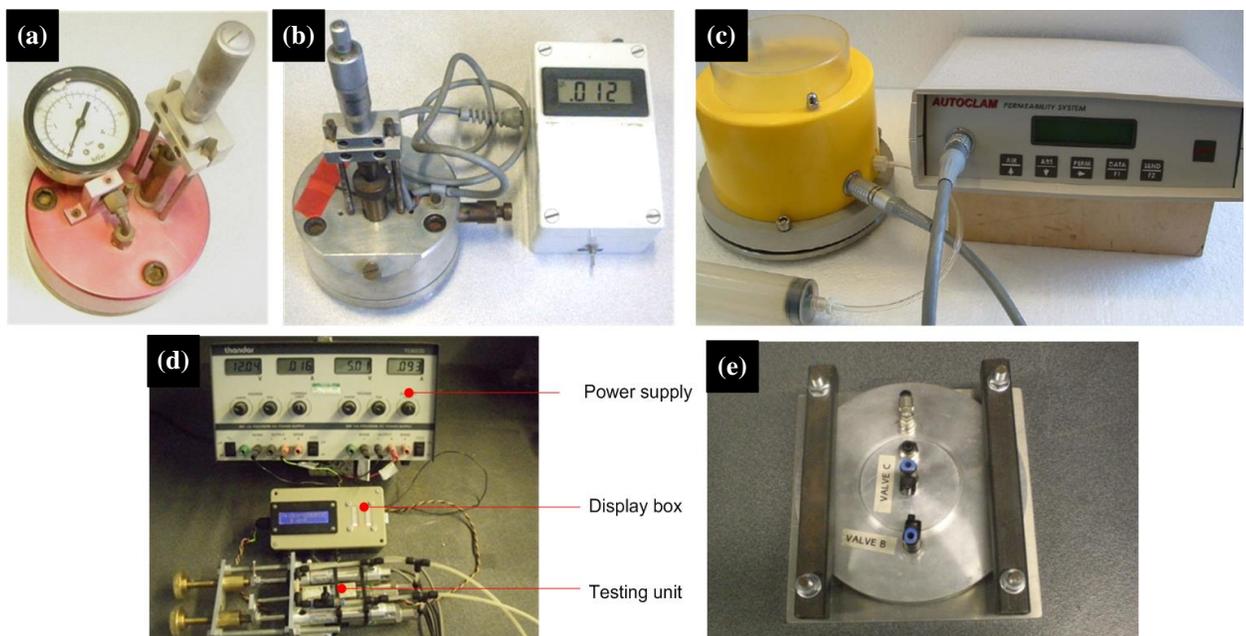
Figura 1. Desarrollo del ensayo de permeabilidad al aire (Autoclam): (a) Ensayo de aire CLAM Universal (1985), (b) Ensayo de aire Autoclam (1992), (c) ensayo de aire Autoclam modificado (2011), (d) resultados del ensayo de aire Autoclam convencional (e) Resultados del ensayo de aire Autoclam modificado, (f) ensayo de aire Autoclam convencional vs ensayo de aire de la RILEM

2.2.2 Ensayo de Permeabilidad de Agua in situ

Se debe notar que, para producir resultados confiables, el concreto debe estar con una humedad equivalente a 21 días de secado en estufa a 40°C (Yang et al., 2013). Eso puede ser asegurado por la obtención de una humedad relativa inferior a 60% en la región cercana a la superficie, con aproximadamente 40 mm de espesor (Basheer, 2001; Yang et al., 2013). Esta condición de humedad no es fácil de obtener in situ, especialmente en la mayor parte del norte de Europa, donde la precipitación anual es de 80 a 110 veces y la precipitación anual varía de 600 a casi 2000 mm (Perry y Hollis, 2003). Por lo tanto, es lógico que el concreto en estructuras debe ser probado cuando se está en estado saturado, en vez de estado seco y por ese motivo, los ensayos de permeabilidad al agua in situ son preferibles para ensayos de permeabilidad de aire para la evaluación de la calidad de concreto en esas regiones.

El primer ensayo estandarizado tuvo como objetivo medir la absorción de campo del ensayo de absorción de superficie inicial (ISAT) en la BS: 1881-208 (1996): Ensayo de concreto - Recomendaciones para la determinación de la absorción inicial de la superficie del concreto. La absorción de superficie inicial es definida como la velocidad de flujo de agua en concreto por unidad de área bajo una presión constante. El Autoclam usa el mismo procedimiento de ensayo y puede medir tanto la absorción de agua como la sortividad del concreto (Basheer et al., 1994). Figg (1973) y Dhir et al. (1989) desarrollaron métodos de perforación que son capaces de realizar mediciones de absorción de agua, pero no es apropiado estimar la sortividad usando métodos intrusivos, pues el proceso de absorción de agua capilar es hecho a partir del agujero, y no de la superficie. El ISAT puede ser usado para estudiar la sortividad del concreto, en cuanto el Autoclam es una manera directa, fácil y rápida de determinar esa propiedad. Según lo discutido en la sección 1, la sortividad no es un parámetro para los HPCs.

El ensayo Clam, primeramente, relatado por Montgomery y Adams (1985), para medir la permeabilidad al agua en el concreto in situ fue modificado por Basheer et al. (1994), que está actualmente disponible como el Sistema de Permeabilidad Autoclam (Figura 2). Es un ensayo de permeabilidad de superficie y la permeabilidad al agua es estimada por la teoría de flujo en estado estacionario o no estacionario. En la última versión, una presión de ensayo de 7 bar puede ser seleccionada para evaluar los HPCs y mejorar la repetitividad y la precisión de las mediciones (Yang et al., 2015), cuyos resultados son datos de la Fig. 2.



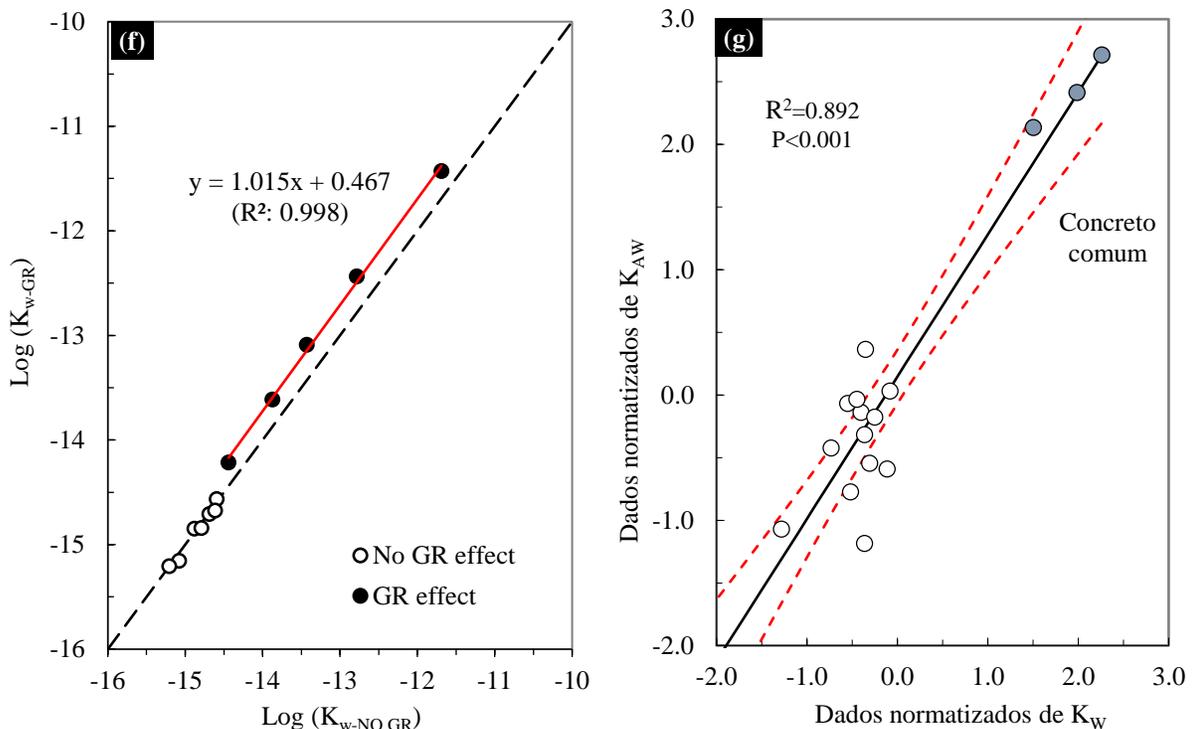


Figura 2. Desarrollo de los ensayos de permeabilidad al agua CLAM (a) ensayo CLAM (1985), (b) ensayo CLAM Universal (1989), (c) Ensayo Autoclam (1992), (d) Ensayo de agua CLAM de alta presión (2012), (e) célula de ensayo con el anillo de seguridad, (f) relación entre el coeficiente de permeabilidad de los ensayos con y sin o anillo de seguridad, (g) ensayo de agua CLAM de alta presión (K_{AW}) Vs BS-EN ensayo de penetración de agua (K_W)

Un ensayo de permeabilidad de campo (FPT) desarrollado por Meletiou et al. (1992) usa un procedimiento de permeabilidad al agua en estado estacionario y para remover la influencia de la humedad en los resultados del ensayo, la saturación el vacío es aplicado antes de las mediciones. El flujo de agua es monitoreado por el nivel de agua en el tubo del manómetro. Se presume que el flujo establezca luego de 2 horas y la velocidad de flujo en régimen permanente es usada para calcular el coeficiente de permeabilidad. Los resultados indican que el efecto de las variaciones de humedad y casi removido luego de la aplicación de la saturación la vacío, aunque el potencial que influye adicionalmente en las de micro fisuras no sea totalmente abordado.

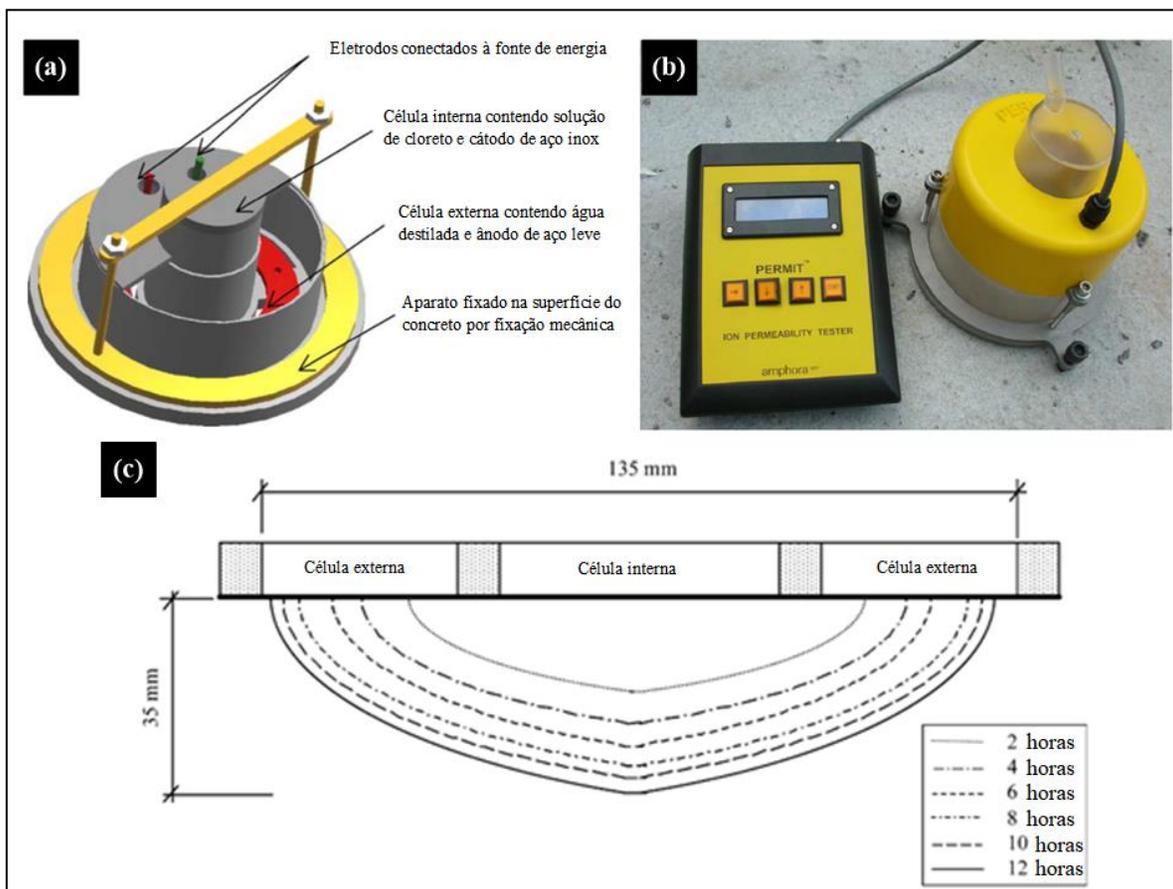
2.2.3 Ensayos de migración in situ

Ensayos de difusión en estado estacionario no son adecuados para la aplicación in situ debido a la larga duración del ensayo. Un campo eléctrico externo puede acelerar el transporte iónico y como consecuencia, algunos ensayos de migración fueron proyectados como técnicas de ensayo de campo. Tales métodos incluyen el ensayo de Coulomb desarrollado por Whiting (1981) el ensayo rápido de migración de cloruro in situ (ensayo RCM) (Tang et al., 2011) y el ensayo de migración de iones PERMIT (Nanukuttan et al., 2015).

Whiting (1981) desarrolló el ensayo de Coulomb con base en el método RCPT. La carga pasante es considerada como un índice para evaluar la difusividad del concreto. Como ha sido discutido anteriormente, el ensayo de Coulomb ofrece una estigmatización de la carga realizada por todos los iones y no apenas por los cloruros. Además de eso, esta técnica no ofrece un coeficiente de migración. El segundo método de campo fue desarrollado por Tang y Nilsson (Tang et al., 2011) es basado en el ensayo de migración rápida de cloruro (RCM). Un potencial externo es aplicado a través de la armadura y cátodo en la cámara. Posterior a la medición, un testigo es retirado de la posición de ensayo y el frente de penetración de cloruros es examinado por la técnica colorimétrica.

Como los testigos son necesarios para la interpretación del método RCM in situ, no hay ventaja obvia en comparación con los métodos de laboratorio.

El ensayo de migración iónica PERMIT (Figura 3) fue desarrollado por Nanukuttan et al. (2009). Tanto el ánodo como las cámaras catódicas están en forma de tanques cilíndricos concéntricos. Los iones cloruro se mueven del cátodo en dirección al ánodo a través del concreto influenciado por la diferencia de potencial creada por el campo eléctrico externo. El cambio en la conductividad del ánodo es usado como un medio de monitorear el movimiento del cloruro. El coeficiente de migración in situ es evaluado usando una ecuación de Nernst-Planck modificada. La validación de la autorización fue efectuada por comparación de los coeficientes de ensayo PERMIT contra el ensayo unidimensional de migración de cloruro, el coeficiente de difusión eficaz del ensayo de difusión patrón y el coeficiente de difusión aparente determinado a partir de perfiles de cloruros (Basheer et al., 2005; Nanukuttan et al. 2015). Los resultados muestran que, para una amplia gama de mezclas de concreto, existe una alta correlación entre los ensayos de migración in situ y los ensayos de laboratorio, cuyos resultados son presentados en la Figura 3. Se nota que el desempeño del PERMIT es confirmado en laboratorio y para el local de aplicación, como el área de ensayo es saturada por un período de 24 horas, no es posible obtener saturación completa de la superficie hasta 30 mm, especialmente para HPCs. Por lo tanto, el ensayo PERMIT requiere ser validado por su capacidad de evaluar los HPCs in situ.



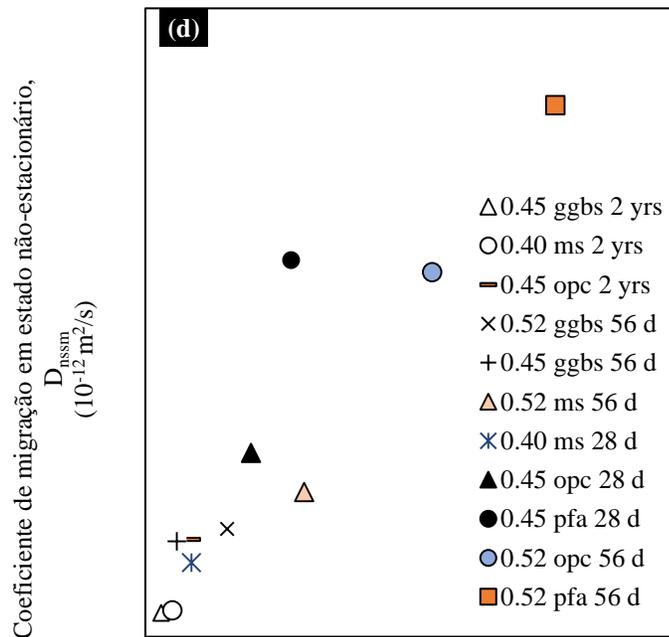

 Coeficiente de migração in loco, D in loco ($10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$)

Figura 3. Desarrollo del ensayo PERMIT (a) esquema del ensayo PERMIT, (b) el aparato de ensayo de migración iónica PERMIT (2005), (c) área de flujo de cloruro en diferentes tiempos de ensayo, (d) PERMIT Vs ensayo de migración no-estacionario

Las técnicas comercialmente disponibles son agrupadas en ensayos de permeabilidad, ensayos de difusión y de sortividad (absorción de agua), semejantes a los métodos de laboratorio, cuyas principales características están resumidas en la Tabla 4.

Tabla 4 Resumen del método de ensayo in situ para evaluar las propiedades de permeabilidad del concreto

Nombre	Medio de penetración	Abordaje para controlar el efecto de humedad	Parámetros determinados	Confianza	Costo por ensayo	Métodos montados en la superficie o intrusivos
Schonlin e Hilsdorf	Aire	Uso de una pistola de calor para remover a humedad	Caída de presión	Buena	Bajo	Montado en la superficie
Torrent	Aire	Medida de la Resistividad	Caída de presión	Buena	Relativa mente bajo	Montado en la superficie
Guth e Zia	Aire	Ninguna exigencia	Caída de presión	Débil	Bajo	Montado en la superficie
SAF	Aire	Ninguna exigencia	Velocidad de salida	Buena	Alto	Montado en la superficie
Autoclam	Agua, Aire	RH exigido	Caída de presión ou volumen de agua	Buena	Relativa mente bajo	Montado en la superficie

LV Autoclam	Aire	RH exigido	Caída de presión	Buena	Bajo	Montado en la superficie
Figg	Agua, Aire	Ninguna exigencia	Caída de presión	Buena	Bajo	Método intrusivo
Parrot	Aire	RH medida	Caída de presión	Buena	Relativa mente bajo	Método intrusivo
Dinku e Reinhardt	Aire	Uso de alta presión	Caída de presión	Buena	Relativa mente bajo	Método intrusivo
Dhir	Aire	Uso de vacío para remover a humedad	Caída de presión	Buena	Bajo	Montado en la superficie
CLAM	Agua	inmersión por 24 horas	volumen de agua	Buena	Relativa mente bajo	Montado en la superficie
Alta presión CLAM	Agua	Saturación de vacío	volumen de agua	Buena	Relativa mente bajo	Montado en la superficie
GWT	Agua	RH medida	Velocidad de salida	Débil	Relativa mente bajo	Montado en la superficie
ISAT	Agua	Superficie de ensayo protegida del agua por al menos 48h	volumen de agua	Débil	Bajo	Montado en la superficie
FPT	Agua	Saturación de vacío	Velocidad de salida	Buena	Alto	Método intrusivo
CAT	Agua	Ninguna exigencia	volumen de agua	Débil	Relativa mente bajo	Método intrusivo
PERMIT	Ión	inmersión por 24 horas	Conductividad	Buena	Relativa mente bajo	Montado en la superficie
<i>In situ</i> RCM	Ión	Ninguna exigencia	Espesor de penetración	Débil	Alto	Montado en la superficie
Coulomb test	Ión	Saturación de vacío	Coulomb	Débil	Relativa mente bajo	Montado en la superficie

Nota: Algunos métodos de ensayo *in situ* no están incluidos em esta tabla porque no hay informaciones suficientes.

2.2.4 Recomendación de métodos de permeabilidad *in situ* en el contexto de la evaluación de HPCs

Dos aspectos siempre surgen para el ensayo *in situ*. Una es si este puede ofrecer la información que es realmente necesaria, una objeción obvia es que la mayoría de las técnicas mide algo relacionado con las propiedades de transporte, excepto las características de permeabilidad intrínseca. El otro

se refiere a la capacidad de esas técnicas para probar nuevos materiales cementíceos. Debido a la diferencia en la microestructura entre NC y HPCs, las características de desempeño del equipamiento de ensayo deben ser cuidadosamente examinadas y validadas. Con relación a los métodos de permeabilidad discutidos anteriormente, algunos puntos están brevemente destacados a continuación:

- 1) El método de perforación es un método parcialmente destructivo, pues la reparación es inevitable luego de la realización de las mediciones. Mas importante aún, es la acción de percusión de la broca de perforación usada para realizar el agujero, este puede hacer daño perjudicial e incontrolable del concreto en las cercanías del agujero. Eso puede causar discrepancias en los resultados del ensayo. Como tal, este tipo de método no es recomendado. El método montado en la superficie puede superar las desventajas antes comentadas. El flujo de la mayoría de los métodos basados en la superficie es asimétrico, no unidireccional. Eso significa que el análisis de flujo multidimensional es necesario para examinar los resultados del ensayo.
- 2) Las diferencias en la permeabilidad de los HPCs son mucho menores y eso desafía a la mayoría de los aparatos de ensayo in situ para diferenciarlos. Los ensayos de caída de presión y de presión constante son posibles para caracterizar HPCs. El primero exige que la geometría del estanque sea conocida y registre la disminución de la presión dentro del mismo, en cuanto al segundo, necesita del conocimiento de los ensayos de geometría, salida y presión. El ensayo de agua de alta presión y el ensayo de aire modificado son proyectados con base en esos conceptos para medir la permeabilidad de HPCs.
- 3) El éxito de las evaluaciones de campo está muy influenciado por la cantidad de agua y por los gradientes de humedad del concreto. La importancia de la condición inicial antes de las mediciones debe ser destacada. Muestras "secas" o "saturadas" son preferidas para medir las propiedades de transporte. Además de eso la presencia de fisuras y heterogeneidades en el concreto también puede afectar significativamente las velocidades de flujo.
- 4) La mayoría de los trabajos se concentra en los ensayos de permeabilidad in situ, en cuanto solo tres ensayos de migración iónica fueron evaluados para la aplicación en campo. Mayores esfuerzos deben ser datos en la investigación laboratorial para mejorar totalmente la eficacia de esos métodos y para su aplicación en campo, pues los ensayos de migración de iones son capaces de evaluar la calidad del recubrimiento superficial hasta 30 mm.

3 CONCLUSIONES

Si el ensayo fue realizado más temprano en el proceso de construcción, entonces posibles problemas pueden identificarse y tomarse medidas apropiadas al inicio de la vida de las estructuras. Los métodos de ensayo de permeabilidad in situ y de laboratorio muestran potencial para evaluar el desempeño de durabilidad de HPCs. Aunque testigos obtenidos a partir de estructuras en servicio pueden ser evaluados en laboratorio bajo condiciones de temperatura y humedad controladas, ensayos confiables de permeabilidad in situ dan la ventaja de realizar diversos ensayos en el mismo local de ensayo sin dañar la estructura. Esos métodos de ensayo pueden formar la base del desarrollo de una estrategia de especificación basada en el desempeño para estructuras de concreto, pero ellos tienen sus propios beneficios específicos y también desventajas. Además de varios aspectos interesantes no fueron totalmente abordados en estudios anteriores, es decir la influencia del deterioro y de la carga, la influencia de la fisuración, la relación entre la microestructura y las propiedades de permeabilidad, adecuación de los métodos de ensayo de permeabilidad convencionales para evaluar nuevos materiales cementíceos multifuncionales. Por lo tanto, más pesquisas son necesarias para esclarecer esos factores. El conocimiento y técnicas establecidas para evaluar el desempeño de concretos de cemento Portland normales es un área que requiere desarrollo, si estos son usados para la evaluación del desempeño de HPCs.

4 AGRADECIMIENTOS

Este artículo fue preparado sobre la base de pesquisas realizadas por los autores junto a sus colegas y alumnos. No fue posible listar todos los que contribuyeron como autores, pero sus aportes en las discusiones y contribuciones para el contenido de este documento es reconocido con gratitud. El financiamiento para el trabajo fue recibido de una variedad de fuentes, incluyendo el consejo de Pesquisa de ingeniería y Ciencias Físicas, el Consejo de Estrategia de Tecnología y la Fundación Nacional de Ciencia de China.

5 REFERENCIAS

- Aitcin, P. C. (1998), *High performance concrete*. Spon Press.
- American Association of State Highway and Transportation Officials (2015,) *AASHTO T-277, Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration*, 15 pages.
- Andrade, C. (1993), *Calculation of chloride diffusion coefficients in concrete from ionic migration measurements*, *Cement and Concrete Research*, vol 23, 724-742. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(93\)90023-3](https://doi.org/10.1016/0008-8846(93)90023-3)
- ASTM C-1202(a) (2017), *Standard Test Method for Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration*, ASTM, 8 pages.
- Basheer, P. A. M. (1993), *A brief review of methods for measuring the permeation properties of concrete in-situ*, *Structures and Buildings, Proceedings of the ICE*, vol 99, 74-83. <https://doi.org/10.1680/istbu.1993.22515>
- Basheer, P. A. M., Long, A. E. and Montgomery, F. R. (1994), *The Autoclam - a new test for permeability*, *Concrete*, vol 28, 27-29.
- Basheer, P. A. M. (2001), *Permeation analysis, in Handbook of Analytical Techniques in Concrete Science and Technology: Principles, Techniques and Applications*, Editors V.S. Ramachandran and J. J. Beaudoin, Noyes Publications. 658-727.
- Basheer, P. A. M., Andrew, R. J., Robinson, D., Long, A. E. (2005), *'PERMIT' ion migration test for measuring the chloride ion transport of concrete on site*, *NDT & E International*, vol 38, 219-229. <https://doi.org/10.1016/j.ndteint.2004.06.013>
- Basheer, L., Cleland, D. J. and Basheer, P. A. M. (2008), *Autoclam Permeability System to assess the protection provided by surface treatments*. In: JIN W.-L., UEDA T. & BASHEER P.A.M., eds. *Advances in Concrete Structural Durability, Proceedings of the International Conference on Durability of Concrete Structures*, 26-27 November Zhejiang University, Hangzhou, China. Zhejiang University Press, 1186-1192.
- Bentur, A. and Mitchell, D. (2008), *Materials performance lessons*, *Cement Concrete Research*, vol 38, 259-272. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2007.09.009>
- Beushausen, H. and Luco, L. F. (2016), *Performance-based specifications and control of concrete durability*, RILEM TC 230-PSC State-of-the-Art report, 373 pages.
- BS 1881-208 (1996), *Testing concrete. Recommendations for the determination of the initial surface absorption of concrete*, BSI, 14 pages.
- BS-EN 12390-8 (2009), *Testing hardened concrete. Depth of penetration of water under pressure*, BSI, 10 pages.
- BS-EN 13057 (2002), *Products and systems for the protection and repair of concrete structures. Test methods. Determination of resistance of capillary absorption*, BSI, 16 pages.
- Chia, K. S. and Zhang, M. H. (2002), *Water permeability and chloride penetrability of high-strength lightweight aggregate concrete*. *Cement and Concrete Research*, vol 32, 639-645. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(01\)00738-4](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(01)00738-4)
- Concrete Society Technical Report: No. 31, *Permeability testing of site concrete*. 2008, 90 pages.

- Dhir, R. K., Hewlett, P. C., Chan, Y. N. (1989), *Near-surface characteristics of concrete prediction of carbonation resistance*. Magazine of Concrete Research, vol 41, 137-43. <https://doi.org/10.1680/mac.1989.41.148.137>
- Dinku, A. and Reinhardt, H. (1997), *Gas permeability coefficient of cover concrete as a performance control*. Materials and Structures. 30: 387-393. <https://doi.org/10.1007/BF02498560>
- Elahi, A., Basheer, P. A. M., Nanukuttan, S. V. and Khan, Q. U. Z. (2010), *Mechanical and durability properties of high performance concretes containing supplementary cementitious materials*. Construction and Building Materials, vol 24, 292-299. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2009.08.045>
- El-Dieb, A. E. and Hooton, R. D. (1995), *Water permeability measurement of high performance concrete using a high pressure triaxial cell*. Cement and Concrete Research, vol 25, 1199-1208. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(95\)00112-P](https://doi.org/10.1016/0008-8846(95)00112-P)
- Figg, J. W. (1973), *Methods of measuring the air and water permeability of concrete*. Magazine of Concrete Research, 25: 213-219. <https://doi.org/10.1680/mac.1973.25.85.213>
- Galle, C., Peycelon, H. and Bescop, P. L. (2004), *Effect of an accelerated chemical degradation on water permeability and pore structure of cement-based materials*. Advances in Cement Research, vol 16, 105-114. <https://doi.org/10.1680/adcr.2004.16.3.105>
- Guth, D. L. and Zia, P. (2001), *Evaluation of New Air Permeability Test Device for Concrete*. ACI Materials Journal, vol 98: p. 44-51.
- Ganjian, E. and Pouya, H. S. (2009), *The effect of Persian Gulf tidal zone exposure on durability of mixes containing silica fume and blast furnace slag*. Construction and Building Materials, vol 23(2): p. 644-652. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2008.02.009>
- Hearn, N. and Morley, C. T. (1997), *Self-sealing property of concrete—Experimental evidence*. Materials and Structures, vol 30, 404-411. <https://doi.org/10.1007/BF02498563>
- McCarter, W. J., Emerson, M. and Ezirim, H. (1995), *Properties of concrete in the cover zone: developments in monitoring techniques*, Magazine of Concrete Research, vol 47, 243-251. <https://doi.org/10.1680/mac.1995.47.172.243>
- McCarter, W. J., Starrs, G., Kandasami, S., Jones, M. R. and Chrisp, M. (2009), *Electrode configurations for resistivity measurements on concrete*, ACI Materials Journal, vol 106, 258-264.
- McCarter, W. J., Suryanto, B., Taha, H. M., Nanukuttan, S. and Basheer, P. A. M. (2017), *A Testing Methodology for Performance-Based Specification*, Journal of Structural Integrity and Maintenance, vol 2, 78-88.
- Meletioui, C. A., Tia, M. and Bloomquist, D. (1992), *Development of a field permeability test apparatus and method for concrete*. ACI Materials Journal. 89: 83-89.
- Montgomery, F. R. and Adams, A. E. (1985), *Early experience with a new concrete permeability apparatus*, Proceeding of Structural Faults, ICE London, 359-363.
- Nanukuttan, S. V., Basheer, P. A. M., McCarter, W. J., Tang, L., Holmes, N., Chrisp, T. M., Starrs, G. and Magee, B. (2015), *The performance of concrete exposed to marine environments: predictive modelling and use of laboratory/on site test methods*, Construction and Building Materials, vol 93, pp. 831-840.
- Nokken, M. R. and Hooton, R. D. (2007), *Using pore parameters to estimate permeability or conductivity of concrete*. Materials and Structures, vol 41, 1-16. <https://doi.org/10.1617/s11527-006-9212-y>
- NT Build-492 (1999), *Concrete, mortar and cement-based repair materials: Chloride migration coefficient from non-steady-state migration experiments*, Nordtest method, 8 pages.
- Parrott, L. J. and Hong, C. Z. (1991), *Some factors influencing air permeation measurements in cover concrete*. Materials and Structures. vol 24: 403-408. <https://doi.org/10.1007/BF02472013>
- Perry, M. and Hollis, D. (2003), *The generation of monthly gridded datasets for a range of climatic variables over the United Kingdom*. Met Office.

- Pocock, D. and Corrans, J. (2007), *Concrete durability testing in Middle East construction*. Concrete Engineering International, 52-54.
- Reinhardt, H. and Jooss, M. (2003), *Permeability and self-healing of cracked concrete as a function of temperature and crack width*. Cement and Concrete Research, vol 33, 981-985. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(02\)01099-2](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(02)01099-2)
- Romer, M. (2005), *Effect of moisture and concrete composition on the Torrent permeability measurement*. Materials and Structures, vol 38 (279): 541-547. <https://doi.org/10.1007/BF02479545>
- Schonlin, K. and Hilsdorf, H. K. (1987), *Evaluation of the effectiveness of curing of concrete structures*, in Concrete Durability: Katharine and Bryant Mather International Conference, Scanlon J. M. (Editor). ACI, 207-226.
- Tang, L. and Nilsson, L. O. (1992), *Rapid determination of the chloride diffusivity in concrete by applying an electric field*. ACI Materials Journal, vol 89, 49-53.
- Tang, L., Nilsson, L. O. and Basheer, P. A. M. (2011), *Resistance of Concrete to Chloride Ingress: Testing and modelling*. Spon Press.
- Torrent, R. T. (1992), *A two-chamber vacuum cell for measuring the coefficient of permeability to air of the concrete cover on site*. Materials and Structures, vol 25, 358-365. <https://doi.org/10.1007/BF02472595>
- Whiting, D. (1981), *Rapid Determination of the Chloride Permeability of Concrete*. in FHWA/RD-81/119. Federal Highway Administration. 173 pages.
- Whiting, D. and Cady, P. D. (1992), *Condition Evaluation of Concrete Bridges Relative to Reinforcement Corrosion*. Strategic Highway Research Program: Washington, D.C. 93 pages.
- Yang, K., Basheer, P. A. M., Magee, B. and Bai, Y. (2013), *Investigation of moisture condition and Autoclam sensitivity on air permeability measurements for both normal concrete and high performance concrete*, Construction and Building Materials, vol 48, 316-331. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.06.087>
- Yang, K., Basheer, P. A. M., Magee, B., Bai, Y. and Long, A. E. (2015), *Repeatability and Reliability of New Air and Water Permeability Tests for Assessing the Durability of High-Performance Concretes*, Journal of Materials in Civil Engineering, vol 27, 11 pages. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0001262](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001262)
- Yang, K., Basheer, P. A. M., Bai, Y., Magee, B. and Long, A. E. (2015), *Assessment of the effectiveness of the guard ring in obtaining a uni-directional flow in an in situ water permeability test*, Materials and Structures, vol 48, 167–183. <https://doi.org/10.1617/s11527-013-0175-5>
- Zhang, P., Wittmann, F. H., Vogel, M., Müller, H. S. and Zhao, T. J. (2017), *Influence of freeze-thaw cycles on capillary absorption and chloride penetration into concrete*, Cement and Concrete Research, vol 100, 60-67. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2017.05.018>

Diseño y evaluación de la vida útil a través de resistividad eléctrica concreta

C. Andrade^{1*} 

*Autor de Contacto: candrade@cimne.upc.edu

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i3.349>

Recepción: 26/07/2018 | Aceptación: 24/08/2018 | Publicación: 31/08/2018

RESUMEN

Este artículo describe el uso de la resistividad eléctrica del concreto como parámetro de desempeño de durabilidad y la información complementaria que puede proporcionar la resistividad, como: período de fraguado, resistencia mecánica y grado de curado. Además, se explica cómo diseñar la mezcla de concreto para obtener una resistividad objetivo. Los códigos actuales aún tienen requisitos prescriptivos para el diseño por durabilidad del concreto y para la corrosión del refuerzo. Sin embargo, las tendencias modernas especifican el desempeño más que las características del concreto. Este enfoque de desempeño exige definir un parámetro de control de la durabilidad, como el coeficiente de difusión del cloruro, con su prueba correspondiente y el modelo para predecir el tiempo de corrosión del acero.

Palabras clave: resistividad eléctrica concreta; desempeño de durabilidad; coeficiente de difusión de cloruro.

Citar como: C. Andrade (2018), “*Diseño y evaluación de la vida útil a través de resistividad eléctrica concreta*”, Revista ALCONPAT, 8 (3), pp. 264-279, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i3.349>

¹ International Center for Numerical Methods in Engineering. CIMNE. UPC, Spain.

Información Legal

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

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

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

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

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el segundo número del año 2019 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del primer número del año 2019.

Design and evaluation of service life through concrete electrical resistivity

ABSTRACT

This paper describes the use of concrete electrical resistivity as durability performance parameter and the complementary information that resistivity can provide like: setting period, mechanical strength and degree of curing. Also, it is explained how to design the concrete mix to obtain a target resistivity. Current codes have prescriptive requirements for the durability of concrete and reinforcement corrosion. However, modern trends specify the performance rather than the concrete characteristics. This performance approach demands to define a durability controlling parameter, such as the chloride diffusion coefficient, with its corresponding test and the model to predict the time to steel corrosion.

Keywords: concrete electrical resistivity; durability performance; chloride diffusion coefficient.

Projeto e avaliação da vida útil através da resistividade elétrica do concreto

RESUMO

As normas atuais têm requisitos para o projeto de durabilidade do concreto com base na resistência à compressão e provisões relacionadas ao teor de cimento e à relação água-cimento. Para corrosão da armadura, os códigos também especificam as larguras máximas das fissuras de flexão. No entanto, as tendências modernas preferem especificar o desempenho em vez das características do concreto. Essa abordagem de desempenho exige definir um parâmetro de controle de durabilidade, como o coeficiente de difusão de cloreto, com seu teste correspondente e o modelo para prever o tempo de corrosão do aço. Este artigo descreve o uso da resistividade elétrica do concreto a ser usada como parâmetro de desempenho de durabilidade e as informações complementares que a resistividade pode fornecer como é: o período de ajuste, a resistência mecânica e o grau de cura. Além disso, é explicado como projetar a mistura de concreto para obter uma resistividade alvo.

Palavras-chave: resistividade elétrica do concreto; desempenho em durabilidade; coeficiente de difusão de cloretos.

1. INTRODUCCIÓN

La resistividad eléctrica concreta se midió comparativamente temprano con respecto a la aplicación de otras técnicas electroquímicas en concreto porque se informan estudios de los años 40-50 (Hammond y Robson, 1955; Monfore, 1968) relacionados con la caracterización del concreto como aislante eléctrico. utilizado en durmientes de tren y porque se aplicó a la medición no destructiva de la configuración del cemento (Calleja, 1953). Es en la década de los 60 cuando comenzó a aparecer la corrosión por armadura como una posible angustia potencial y comenzaron a aplicarse técnicas electroquímicas, en particular curvas de polarización (Gjorv et al., 1986; Gouda y Monfore, 1965).

Sin embargo, su papel en estos experimentos electroquímicos no se evaluó hasta que la técnica de resistencia a la polarización, R_p , se usó para medir la velocidad de corrosión instantánea (Andrade y González 1978, González et al. 1980), porque sus valores podrían verse muy afectados por el óhmico descartar si no elimina el componente resistivo del valor registrado. La medición sistemática de la caída óhmica que afecta las mediciones R_p permitió evidenciar que la resistividad del concreto es una función directa de la porosidad del concreto y su grado de saturación de agua (Andrade et al., 2000a; McCarter y Garvin 1989) y luego, la tasa de corrosión función directa de la resistividad con la consecuencia de que el control óhmico es el mecanismo clave de control de la velocidad de la corrosión del refuerzo.

Es en la década de los 90 cuando surge el interés por la resistividad cuando se demuestra la relación entre la difusión del cloruro y la resistividad del concreto (Andrade et al, 2000b). No se apreció explorar esta relación y, en su lugar, la mayoría de los investigadores se enfocaron en desarrollar modelos y pruebas sobre la migración de cloro (Andrade, 1993; Tang, 1996). Sin embargo, el autor de esta comunicación se ha sentido atraído por las numerosas aplicaciones potenciales de la resistividad del hormigón y, en particular, ha identificado que es el parámetro clave que vincula la microestructura con la capacidad de transporte del hormigón y ha estudiado en profundidad los fundamentos de la resistividad, en particular, la predecir la vida útil del refuerzo a partir de su caracterización (Andrade et al, 1993; Andrade, 2004). En el presente trabajo se describen algunas de las bases microestructurales de la resistividad como parámetro universal que controla los procesos de transporte en hormigón como medio poroso, así como la relación entre la corrosión de refuerzo y el grado de saturación que hace variar la resistividad del hormigón.

2. FUNDAMENTOS DE RESISTIVIDAD DEL CONCRETO

La resistencia eléctrica del concreto, R , es la relación entre la caída de tensión, V , aplicada a un cuerpo conductor y la corriente, I , inducida por él.

$$R = \frac{V}{I} = \rho \frac{l}{A} \quad (1)$$

Esta resistencia, si está estandarizada a una geometría regular, permite conocer la resistividad a través de la ley de Ohm que se da en la ecuación 1 (l = la distancia entre los electrodos y A es el área de la sección transversal en la figura 1).

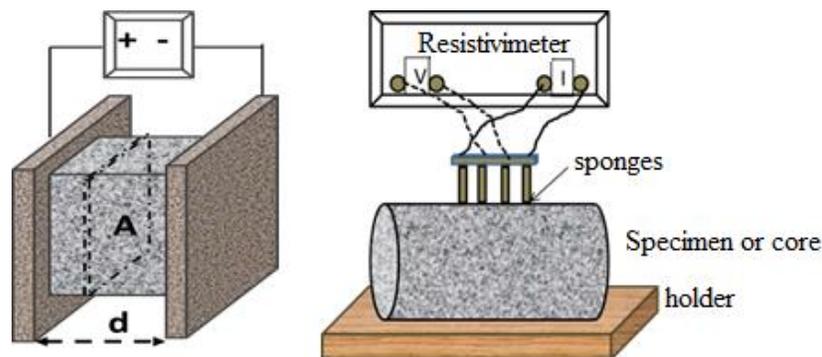


Figura 1. Izquierda: directa, método para medir la resistividad (la red de poros se hace evidente por el bien de la representación). Derecha: cuatro puntos o método Wenner. La resistividad del concreto es una indicación de la porosidad del concreto y el grado de saturación del agua.

El método más común de medición de resistividad es el método "directo" o "a granel" (figura 1-izquierda). Se aplican dos electrodos colocados en dos caras paralelas de un espécimen o disco de concreto y voltaje. El otro método común es el conocido como "cuatro puntos o método Wenner" que se muestra en la misma figura.

2.1 Evolution of resistivity during setting and hardening

When water is mixed with the cement powder the paste formed is very fluid and then the resistivity is very low (figure 2), however as soon as the paste is setting, the resistivity increases following cement hydration (Calleja, 1953). The increase continues during hardening as porosity evolves

with cement hydration. This increase with time serves to monitor the “aging factor of hydration” which will be addressed later.

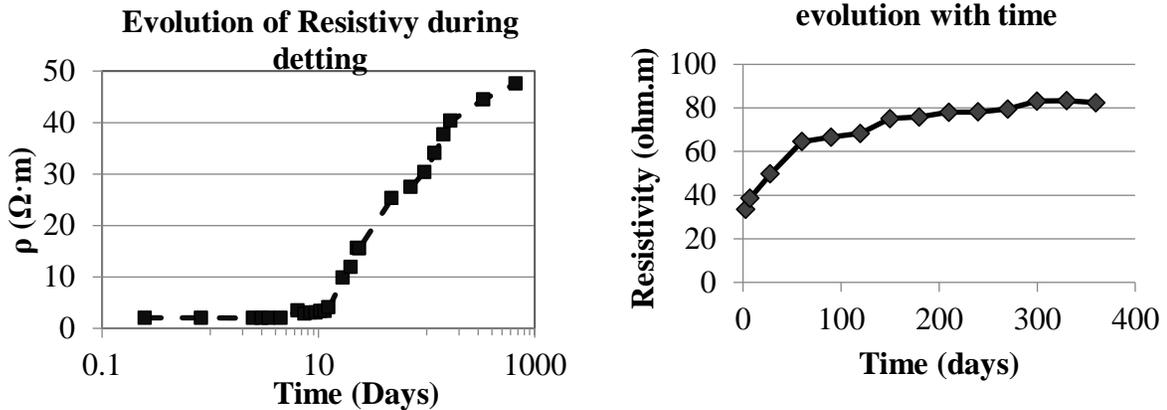


Figure 2. Left: Evolution of resistivity of mortar with w/c ratio of 0.65 during cement setting. Right: example of evolution of concrete resistivity during hardening

2.2 Relation resistivity and mechanical strength

The increase of resistivity with time is parallel to that of mechanical strength due both parameters depend on concrete porosity. In figure 3 is shown their relation for numerous concretes which indicates that the resistivity may be used to predict mechanical strength when the specimens are of the same cement type and cured in standardized conditions.

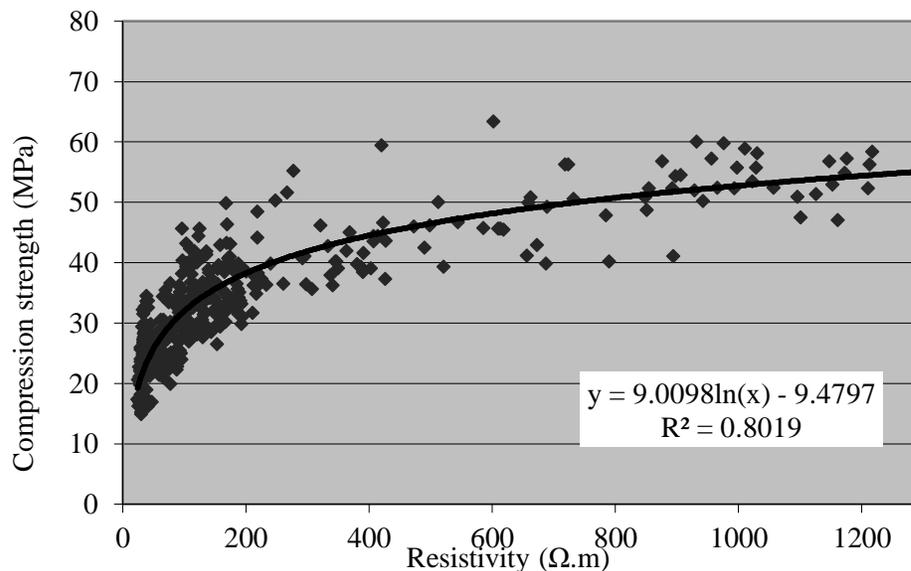


Figure 3. Relation of compressive strength of concretes at different ages and resistivity.

2.3 Relation of Resistivity with pore microstructure and water saturation

Concrete is a porous body in which the solid phases are non-conductive being the pores filled with a solution which is the conductive phase. Then the resistivity/conductivity of the concrete will depend on the total pore volume and on its pore size distribution. As higher is the porosity, lower is the resistivity providing the concrete is water saturated. If the concrete is not saturated then, the resistivity is an indication of concrete degree of saturation (McCarter and Garvin, 1989; Andrade et. al, 2000b). This relation can be expressed through a modification of Archie’s law (Archie,

1942), where ρ_0 = the resistivity of the pore solution (average value from 10 to 50 Ω .cm), W is the volumetric fraction of water and τ is the tortuosity factor, τ :

$$\rho = \rho_0 \cdot W^{-\tau} \quad (2)$$

Regarding the influence of the chemical composition of pore solution, ρ_0 , its impact in the total resistivity following equation 2 is small providing the concrete remains alkaline. If concrete is carbonated then, the value of ρ_0 is much higher.

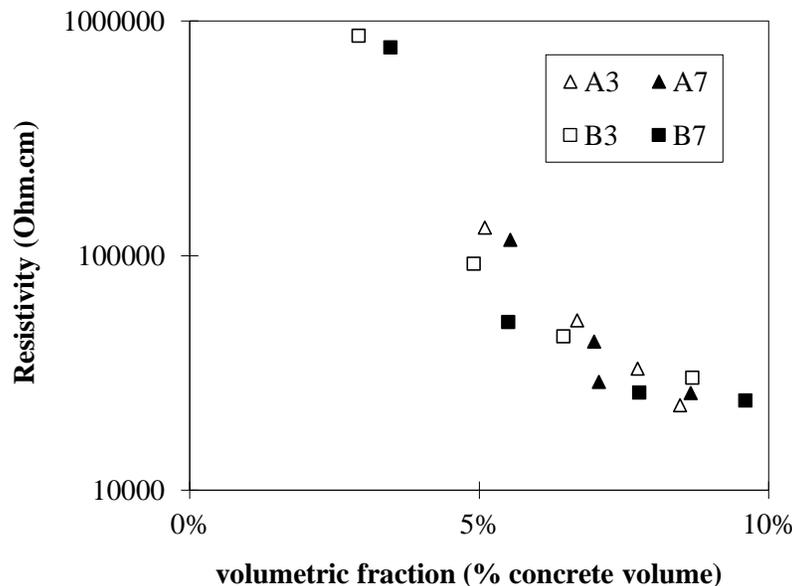


Figure 4. Relation between volumetric fractions of porosity saturated with water and resistivity of four different mixes. The value of τ of equation 2 is 2.52 in the figure (Andrade, Bolzoni, Fullea, 2011)

An illustration of this empirical relation is given in figure 4 (Andrade, Bolzoni, Fullea, 2011) where four concrete mixes have been conditioned to several relative humidities in which the resistivity was measured together with the weight. It indicates that below a RH of 65% the resistivity rises exponentially while it is above 85-90% RH when it reaches the minimum values due to the capillary pores that are starting to be filled with evaporable water.

2.4 Influence of temperature in the Resistivity

With respect to the influence of temperature, it has an important effect on resistivity: resistivity increases when temperature decreases. This effect only can be generalized if the ρ values are standardized to a reference temperature that it is proposed to be 25°C. Other possibility is the use of Arrhenius law; however, it has been detected that the Activation energy depends on the degree of saturation and a single value seems not exiting (Andrade, Zuloaga, et. al, 2011). For practical applications, however the effect can be neglected if the temperature is varying from 18 to 22°C. Larger variations may need standardization.

On the other hand, an increase in temperature usually means evaporation of pore water, which in turn means increase of resistivity. That is, the final effect of temperature in the corrosion is counter-influencing as an increase in temperature may produce a slowing of the Diffusion coefficient and the corrosion rate due to the drying. Therefore, the incorporation of temperature effects on models is very premature and more results are needed.

3. RELATION BETWEEN RESISTIVITY, DIFFUSIVITY AND CORROSION RATE

3.1 Resistivity-Diffusivity

Being concrete a porous material, Resistivity is related to its ionic transport ability by applying Einstein law on conductivity-diffusivity which relates the movement of electrical charges to the conductivity of the medium (Andrade, 1993) as represented in figure 5 in a log-log graph:

$$D_e = \frac{F}{\rho_{ef}} = F \cdot \sigma = \frac{2E-4}{\rho_{ef}} \quad (3)$$

Where:

D_e = effective diffusion coefficient

F = a factor, which depends on the external ionic concentration

ρ_{ef} = “effective” resistivity (in this case of concrete saturated with water)

σ = conductivity (inverse of resistivity)

A value of kCl of 20×10^{-5} can be used for external chloride concentrations of 0.5 to 1 M.

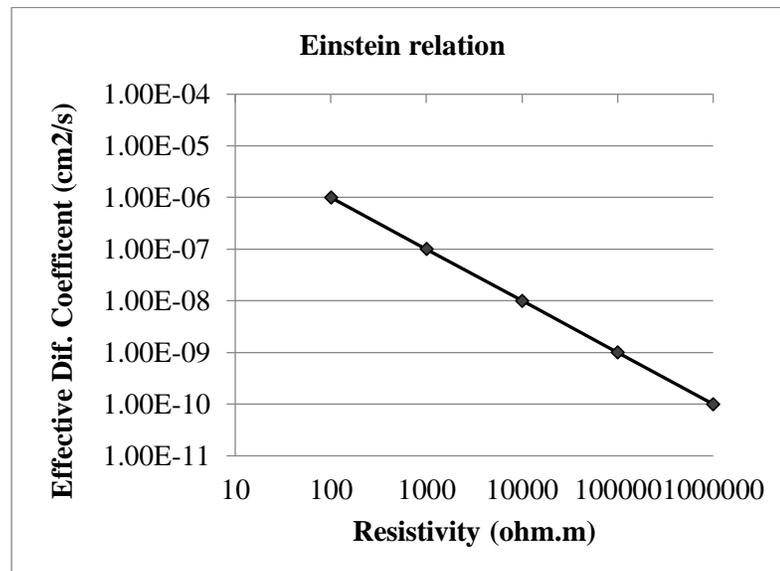


Figure 5. Relation between resistivity and diffusivity as calculated from Einstein law.

3.2 Resistivity- Corrosion Rate

It is the dependence with moisture of the resistivity which explains the relation between it and the reinforcement corrosion rate which is illustrated with the graph I_{corr} -resistivity (Andrade et. al. 2000a; Lambert et. al., 1991) of figure 6, in which it is illustrated the average relation and some values of a particular test. The inclined line in the figure 6 represents the expression:

$$I_{corr} \left(\frac{\mu A}{cm^2} \right) = \frac{26}{\rho (K\Omega \cdot cm)} \quad (4)$$

If the I_{corr} is given as V_{corr} in mm/year this expression 3 results in expression 4:

$$V_{corr} = \frac{0.0116 \cdot 26000}{\rho} = \frac{301.6}{\rho} \quad (5)$$

Where V_{corr} = (mm/year), 0.0116 = conversion factor between V_{corr} and I_{corr} and ρ = concrete resistivity (ohm-cm).

This relation has opened the door to derive the corrosion rate from resistivity providing the corrosion is in active state, because when the steel is passive the resistivity cannot be used to forecast corrosion rates.

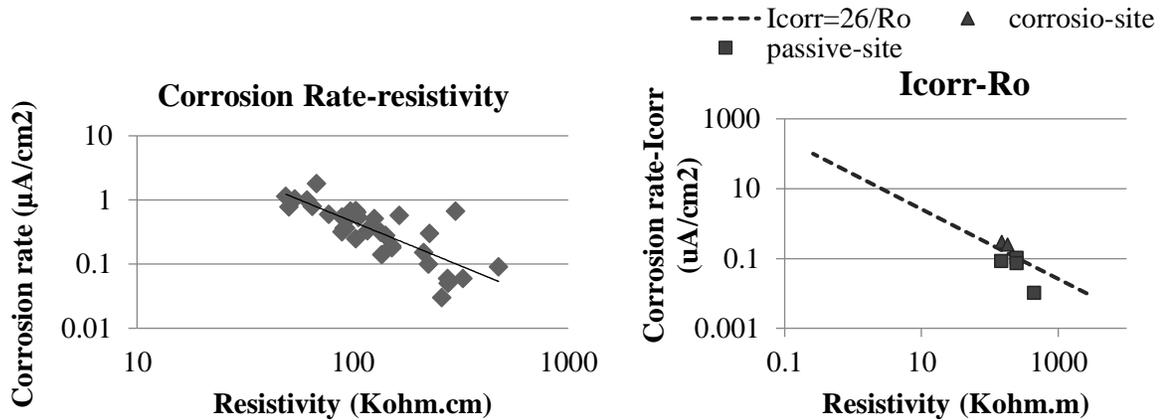


Figure 6. Two examples of the Graph $I_{corr}-\rho_{ef}$ which indicates the relation between the I_{corr} and the degree of concrete saturation.

3.3 Diffusion Coefficient-Corrosion Rate

It is apparent that equation 3 and equation 4 are very similar in spite that one (that of the diffusivity) is based in the well based theory of movement of electrical charges and the other (that of the I_{corr}) is empirical and developed for concrete (perhaps it could be applied to some porous materials as corrosion of metals in soils). What is the physical meaning of that similarity?. The explanation found with respect to the equation of the $I_{corr}-\rho$ was the well-known “resistance control” of the corrosion activity of the micro- and macro-galvanic cells. That is, the resistivity of the electrolyte controls the maximum rate of corrosion (either the movement of the produced iron ions and that of the hydroxides produced in the cathode) while in solution the corrosion activity rate is more controlled by the energy of activation (activation control) or the concentration of the ions oxidized in the anodic areas or reduced in the cathodic ones (concentration control). This resistance control is what expresses the equation 4 of the diffusivity: the ions cannot move faster that the resistivity of the solution allows. Being the movement of electrical charges (ions) involved in the corrosion and in the diffusion, both are controlled by the resistivity of the electrolyte.

Apart from the physical meaning, it has also to be considered the mathematical similarity. This is very interesting from a practical point of view because, in addition to make possible the calculation of the diffusion coefficient and the corrosion rate from the resistivity of the concrete, it also enables the calculation of the maximum corrosion rate to be produced in a concrete if the coefficient of diffusion is known and vice versa, the deduction of the coefficient of diffusion from a measurement of maximum corrosion rate.

Operating mathematically by equalizing both expression 3 and 4 and assuming that for the sake of simplification in equation 4 the value of $k=2.6 \cdot 10^{-5}$ instead of $k=2.3 \cdot 10^{-5}$, it can be deduced that:

$$\rho = \frac{26 \cdot 10^{-5}}{D_e} = \frac{26000}{I_{corr}} \quad (6)$$

which aims into:

$$I_{corr} = \frac{26000}{26 \cdot 10^{-5}} \cdot D_e = D_e \cdot 10^8 \quad (7)$$

And

$$D_e = I_{corr} \cdot 10^{-8} \quad (8)$$

Table 1 gives some calculations for different values of I_{corr} and D_{ef} .

Table 1. Equivalence between D_{ef} and I_{corr} for the value of $k=2.6E-5$

D_{ef} (cm²/s)	0.1E-8	1E-8	10E-8
I_{corr} (μm/year)	0.1	1	10

It must be stressed that such relations are based in the so called “effective diffusion coefficient”, D_e which is a steady-state value and not in the Apparent D_{ap} that averages the evolution of the coefficient along the testing time and it is the result of a non-steady-state regime.

3.4 Relation between resistivity and water saturation

Following with analogies, it is possible to calculate the corrosion rate from the water saturation, as this one depends on the resistivity. Substituting equation 2 and 3 in 4 results in equation 6:

$$V_{corr} \left(\frac{mm}{year} \right) = 6 \cdot W^2 \quad (9)$$

Being: $W = S_w \cdot \varepsilon$, S_w = concrete water saturation degree, % and ε = porosity in volume, % This equation enables to deduce the maximum velocity of corrosion in a concrete in function of its volumetric fraction of pores saturated with water. Thus, as an example, for a $W = 0.05$ (50% of saturation degree in a concrete with 10% of porosity in volume), the maximum corrosion rate would be of 15 μm/year.

Then, in figure 7, all the concordances and analogies are summarized.

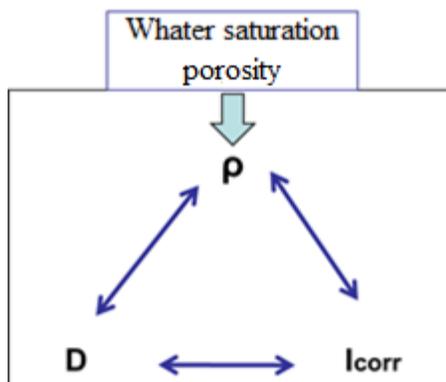


Figure 7. Relations between Resistivity-Diffusivity and Corrosion rate

4. SERVICE LIFE MODEL BASED IN THE RESISTIVITY MEASUREMENTS

Two main aspects must be taken into account when trying to calculate the service life from the resistivity (Andrade, 2004).

- It is necessary to introduce the relation of ρ with time
- The ρ is proportional to the effective diffusion coefficient, that is the reaction of chlorides with the hydrated cement phases has to be incorporated.

4.1 Relation with time

The resistivity can be introduced in a “square root law” enabling the relation between time and the resistivity. Thus, if using the standard square root law:

$$x = V_{CO_2,Cl} \cdot \sqrt{t} = \sqrt{2 \cdot D \cdot t} \quad (10)$$

Where x = depth of carbonation or chloride threshold penetration and t = time life. The model based in the resistivity was proposed (Calleja, 1953) by substituting the value of D by expression 7 which gives:

$$x = \sqrt{2 \cdot \frac{k}{\rho} \cdot t} \quad (11)$$

Based in this relation, a complete model has been developed (Calleja, 1953). For the sake of summarizing it is presented in equation 12 and equation 13:

$$t_l = t_i + t_p = \frac{x_i^2}{V_{CO_2,Cl}} \quad (12)$$

$$t_l = \frac{x^2 \cdot \rho_{ef}}{k_{Cl,CO_2}} \quad (13)$$

Where:

t_i = initiation period

t_p = propagation period

ρ_{ef} = effective resistivity (at 28 days of wet curing)

$k_{CO_2,Cl}$ = environmental factor depending on exposure class

Knowing the value of the resistivity in the same specimen than that used for mechanical strength at 28 days, this model enables the calculation of the time to corrosion and the corrosion propagation period, if some information on the reaction ability of the cement phases and the aging factor are known.

4.2 Consideration of chloride reaction and other factors

As has been mentioned, the ability of resistivity to quantify diffusivity is based in one of the Einstein laws which relates the movement of electrical charges to the conductivity of the medium (Andrade, 1993; Andrade et al, 1993; Andrade, 2004; Garboczi, 1990) (see equation 3). This expression only accounts for the transport of the chloride ions through the pore network which is insufficient to characterize the transport through concrete where reaction of chlorides takes place and this reaction and the hydration make to evolve the porosity. Then some factors have to be

applied to equation 3 to account for these effects together with the value of the k factor which takes into account the concentration of the chloride or aggressive substance.

The factors introduced in the equation 3 have been:

- k has been named “environmental factor”. It depends on chloride concentration and in the case of carbonation, on the concrete moisture content (Andrade, 1993; Andrade, 2004)
- r_b “retarder or reaction factor” (Andrade et al, 2014) which multiplies the resistivity to account for the “retarder” effect of chloride binding during penetration of chlorides. It can also be applied to the case of carbonation. This is due to carbonation progresses when the concrete is partially saturated. That is, as higher is the porosity or the empty pores due to dry conditions, higher the carbonation depth will be but a certain moisture level is necessary for the carbonation reaction to proceed.
- Finally, the “aging factor” q (Andrade, Castellote, D’Andrea, 2011) which accounts for the evolution with time of the porous microstructure.

These factors have been quantified to introduce them in an expression linking resistivity with time that will be described later.

Environmental factor F

The environmental factors F_{Cl} and F_{CO2} depend on the exposure conditions (Andrade, 1993; Andrade, 2004). Table 2 presents values that were calculated by inverse analysis of test results obtained on real structures.

Table 2. Values of environmental factors, k_{Cl} and k_{CO2} , following the exposure classification of EN206

Exposure class	F (cm ³ Ω/year)
X0,XC1,XC2	200
XC3 moderate humidity	1000
XC4 cycles wet and dry	3000
XS1 (d > 500 m distance to the coast line)	5000
XS1 (d < 500 m distance to the coast line)	10000
XS2 submerged	17000
XS3 tidal	25000

Reaction factor r_b

The reaction factors r_{Cl} and r_{CO2} (Andrade et al, 2014) depend on the type and amount of cement and therefore on the reaction of the penetrating substance with the cement phases. Equation 3 can be expressed as:

$$D_{CO2} = \frac{F_{Cl,CO2}}{\rho_{ef} \cdot r_{Cl,CO2}} \tag{14}$$

The values can be calculated either by direct measurement, or indirectly by measuring the relation between the effective and apparent diffusion coefficients, or by calculation based on the cement composition. Table 3 presents examples of r_{Cl} values that were calculated based on test results obtained by comparing steady and non-steady diffusion coefficients.

Table 3. Examples of values of the reaction factor of chlorides, r_{Cl} , for 3 types of cement

Cement	r_{Cl}	Standard Deviation
CEM I	1.9	1.3

CEM I + silica fume	1.5	0.5
CEM IIA (with pozzolan and fly ash, in $\leq 20\%$)	3.0	2.1

Aging Factor q

It accounts for the refinement of the concrete pore system results in an increase of resistivity with time (Andrade, Castellote, D'Andrea, 2011). The resistivity evolves with time due to the progression of hydration, the combination of the cement phases with the chlorides or carbon dioxide which usually decreases the porosity and by the concrete drying out (depending on the environment. It can be calculated through the expression 15.

$$\rho_t = \rho_0 \left(\frac{t}{t_0} \right)^q \quad (15)$$

Where:

ρ_t = resistivity at any age t

ρ_0 = resistivity at the age of the first measurement t_0

Values of q found for different cement types are given in table 4.

Table 4. Values of the ageing factor

Cement	q	Standard Deviation
I	0.22	0.01
II/A -P	0.37	0.06
II/A-V	0.57	0.08

The relation between q and the aging factor n of the diffusion coefficient gives the expression 23:

$$q = 0.8 n \quad (16)$$

4.3 Propagation period

In the case of considering the propagation of corrosion (t_p), considering the loss in rebar diameter, or pit depth, (P_{corr}) as the limit corrosion attack, the service life of structure can be written by the expression 9:

$$I_{corr} \left(\frac{\mu A}{cm^2} \right) = \frac{K_{corr}}{\rho_{ef} (Kohm.cm)} \quad (17)$$

The relation for the service life prediction can be then formulated as follows (16):

$$t_l = \frac{P_{corr} \cdot \left(\rho_{ef} \left(\frac{t}{t_0} \right)^q \cdot W_s \right)}{K_{corr} \cdot 0.00116} \quad (18)$$

Where:

P_{corr} = steel cross section reached at the time t_p

ρ_{ef} = resistivity at 28 days in saturated conditions

q = aging factor of the resistivity (Table 4)

ξ = environmental factor of the corrosion rate (it can be of 10±2 for carbonation and 30±5 for chlorides)

K_{corr} = constant with a value of 26 μA/cm²·kΩ·cm= to 26 mV/cm relating the resistivity and the corrosion rate I_{corr}

Complete expression of the service life model based in the resistivity.

Then, the final expression of the service life model based on resistivity is:

$$t_l = t_i + t_p = \frac{x_i^2}{V_{CO_2,Cl}} + \frac{P_{corr}}{V_{corr}} \tag{19}$$

$$t_l = \frac{x^2 \cdot \rho_{ef} \left(\frac{t}{t_0}\right)^q}{F_{Cl,CO_2}} \cdot r_{Cl,CO_2} + \frac{P_{corr} \cdot \left(\rho_{ef} \cdot \left(\frac{t}{t_0}\right)^q \cdot W_s\right)}{K_{corr} \cdot 0.00116} \tag{20}$$

Example of application

For the initiation period the application of the above theory can be shown by way of example, assuming a concrete with a cover depth of 4 cm made with cement type I with silica fume (reaction factor = 1.5 and aging factor = 0,22) to be placed in exposure class XS3 (tidal and splash conditions). Considering a service life of 100 years, the values of the reaction, as well as the environmental and aging factors are presented in Table 5. The calculations indicate that the resistivity needed at 28 days of age, measured in saturated conditions, is 215 Ω·m.

Table 5. Input data for a calculation of the concrete resistivity

Cement type I with silica fume	r _{Cl} = 1,85
Exposure class (XS3)	F (cm ³ Ω/year) = 25000
Service life	t (years) = 100
Cover depth	X _{Cl} (cm) = 4
Ageing factor during 10 years	q = 0.22

$$4 = \sqrt{\frac{25000}{\rho_0 \left(\frac{100}{0.0767}\right)^{0.22} \cdot 1.5}} \cdot 100 \} \rho_0 (\Omega \cdot cm) = 21497 \rightarrow \rho_0 (\Omega \cdot m) = 215$$

With this resistivity the length of the propagation period following Table 6 is:

Table 6. Input data for the propagation period

Limit Diameter loss, P_{corr}	100 μm = 0.01 cm
ρ_{ef} at 28 days	21.5 Kohm.cm
q applied during 100 years	0.22
W_s in saturated conditions	1

$$t_l = \frac{0.01 \cdot \left(21.5 \cdot \left(\frac{100}{0.0767} \right)^{0.22} \cdot 1 \right)}{26 \cdot 0.00116} = 34.54 \text{ years}$$

This propagation period may be included in the 100 years or considered apart as an additional safe time until cracking is produced.

5. PRODUCTION OF CONCRETE FOR A SPECIFIED APPARENT RESISTIVITY

Once known the resistivity which is needed to reach a nominal service life, it remains to describe how the concrete producer can design a mix to fulfil the service life specification. This can be done (Andrade and D'Andrade, 2010) by considering a modification of Archie's law linking resistivity and porosity:

$$\rho_{28d} = \rho_o \cdot \varepsilon^{-\tau} \quad (21)$$

where ρ_{28d} is the resistivity of concrete under saturated condition at 28 days, τ is the tortuosity coefficient which is estimated by fit to the experimental data, and ε is the total porosity.

The coefficient τ depends on the concrete composition which is identified to the tortuosity, and could be determined from type or family of cement type by means of measuring the porosity and the resistivity. The values found in present research are. For type I cement $\tau= 1.9$, for type II-AV $\tau= 2.3$ and for type II AP $\tau= 1.6$.

From the specified resistivity the paste porosity can be obtained and through Power's relation on porosity and w/c ratio

$$\varepsilon_p (\% \text{volumen}) \approx \frac{\left(\frac{w}{c}\right) - 0,36\alpha}{\left(\frac{w}{c}\right) + 0,32} \times 100 \quad (22)$$

To use ρ_p in the model based on Archie's law, it must convert the porosity of the paste (ρ_p) to porosity of the concrete (ρ). For this, it is applied a simple method based on multiplying the percentage of capillary porosity of the paste by the volume of paste (γ) in the concrete.

$$\varepsilon = \varepsilon_p \cdot \gamma \quad (23)$$

It is feasible to prepare a mix with the needed effective resistivity at 28 days, providing the consideration of the type of cement and its retarder factor. The concrete producer should verify by testing the reaching of the specified resistivity while the cement producer should give the retarder factor of his cements.

So, the following concrete design methodology based on Archie's law model is proposed to achieve the prescribed value ρ_{28d} :

1. Select a type of cement. It fixes the values of reaction factor (r) and tortuosity (τ) are defined.

2. Select a w/c ratio and calculate porosity of the paste following Powers' model
3. Then calculate the expected resistivity through $\rho = \rho_o \cdot (\varepsilon_p \cdot \gamma)^{-\tau}$.

6. FINAL COMMENTS

Concrete is a very complex material but which is placed on site in many manners by relatively simple practices. It needs to be modelled by sophisticated models, but also by simple ones which could help to improve the quality and spread the tools for it. The electrical resistivity, being a non-destructive method simplifies very much the control of the durability. On the other hand, it enables multiple applications in concrete technology and the quantification of the expected life. It has been summarized some of the possible applications of the concrete electrical resistivity values. Its main advantage is that the measurement is non-destructive and the concrete can be monitored. Concrete resistivity is able to inform on:

- Porosity
- Degree of water saturation
- Degree of curing
- Cement setting time
- Concrete mechanical strength
- Reinforcement corrosion rate
- Gas and water permeability

In present paper is shown the fundamental relations of resistivity with diffusivity and with the reinforcement corrosion rate. Resistivity is the parameter enabling to link microstructure with the macro-performance Also has been summarized the model for service life prediction based in Einstein law relating electrical resistance or conductance with the diffusion coefficient. Making certain assumptions this basic law can be applied to the advance of carbonation front or chloride threshold, and to the representation of steel corrosion propagation. This model can be used for calculating cover thicknesses from actual resistivity values or the minimum resistivity for a certain cover thickness.

6. AGRADECIMIENTO

The authors would like to acknowledge the financing of the Ministry of Science and Innovation for the INGENIO 2010-CONSOLIDER Project on "Safety and Durability of Structures: SEDUREC"..

7. REFERENCIAS

- Andrade, C. (1993), *Calculation of chloride diffusion coefficients in concrete from ionic migration measurements*. Cement and Concrete Research, Volume 23, Issue 3, pp. 724-742. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(93\)90023-3](https://doi.org/10.1016/0008-8846(93)90023-3)
- Andrade, C. (2004), "Calculation of initiation and propagation periods of service-life of reinforcements by using the electrical resistivity". International RILEM Symposium on Concrete Science and Engineering: A Tribute to Arnon Bentur, 22-24, RILEM Publications SARL.
- Andrade, C., Bolzoni F., Fullea, J. (2011), *Analysis of the relation between water and resistivity isotherms in concrete*, Materials and Corrosion, 62, no.2 130-138, <https://doi.org/10.1002/maco.201005777>
- Andrade, C., Castellote, M., D'Andrea, R. (2011) *Measurement of ageing effect of chloride diffusion coefficients in cementitious matrices*, Journal of Nuclear Materials, Volume 412, Issue 1, pp 209-216. <https://doi.org/10.1016/j.jnucmat.2010.12.236>

- Andrade C., D'Andréa, R. (2010), *Concrete mix design based on the electrical resistivity- 2nd International Conference on Sustainable Construction Materials and Technologies*. Ancona- Italy June. Ed. Coventry University UK.
- Andrade, C., D'Andrea, R., Rebolledo, N. (2014), “*Chloride ion penetration in concrete: The reaction factor in the electrical resistivity model*”, *Cement and Concrete Composites*, Volume 47, pp 41-46, <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2013.09.022>
- Andrade, C., Fullea, J., Alonso, C. (2000), *The use of the graph corrosion rate-resistivity in the measurement of the corrosion current- Proceedings of the International Workshop on “Measurement and interpretation of the on-site corrosion rate*. MESINA- RILEM Proc. No. 18. Ed. C. Andrade, C. Alonso, J. Fullea, J. Polimon and J. Rodriguez. Rilem Publications S.A.R.L. 157-166.
- Andrade C., Fullea J., Alonso C. (2000b), *The use of the graph corrosion rate-resistivity in the measurement of the corrosion current- Proceedings of the International Workshop on “Measurement and interpretation of the on-site corrosion rate*. MESINA- RILEM, Proc. No. 18. Ed. C. Andrade, C. Alonso, J. Fullea, J. Polimon and J. Rodriguez. Rilem Publications S.A.R.L. 157-166.
- Andrade, C. and González, J. A. (1978), *Quantitative measurements of corrosion rate of reinforcing steels embedded in concrete using polarization resistance measurements*, *Materials and Corrosion*, Volume 29, Issue 8, 515. <https://doi.org/10.1002/maco.19780290804>
- Andrade, C., Zuloaga, P., Martínez, I., Castillo, A., Briz, S. (2011), *Effect of temperature on the corrosion parameters and apparent activation energy measured by embedded sensors in a pilot container in “el Cabril” repository*. *Corrosion Engineering, Science and Technology: The International Journal of Corrosion Processes and Corrosion Control*, Vol 46, No 2, pp 182-189. <https://doi.org/10.1179/1743278211Y.0000000007>
- Andrade. C., Alonso, C., Goñi, S. (1993), *Possibilities for electrical resistivity to universally characterize mass transport processes in Concrete*. *Concrete 2000: Economic and Durable Construction Through Excellence*, V. 2, R.K. Dhir and M.R. Jones, eds., E&FN Spon, Cambridge, pp. 1639-1652.
- Archie, G. E. (1942), “*The electrical resistivity log as an aid in determining some reservoir characteristics*” *Transactions of the AIME*. 146, 54. <https://doi.org/10.2118/942054-G>
- Calleja, J. (1953), *Determination of settings and hardening time of high-alumina cements by electrical resistance techniques*. *Journal of ACI*, vol 25, pp. 249
- Dhir, R. K., Jones, M. R. (1999), “*Development of chloride-resisting concrete using fly ash*”, *Fuel*, Volume 78, Issue 2, pp. 137-142
- Garboczi, E. J. (1990), “*Permeability, Diffusivity and Microstructural Parameters: A Critical Review*”, *Cement and Concrete Research*, Volume 20, Issue 4, pp. 591-601. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(90\)90101-3](https://doi.org/10.1016/0008-8846(90)90101-3)
- Gjorv, O. E., Vennesland, O., El-Busaidy, A. H. S. (1986), *Diffusion of Dissolved Oxygen Through Concrete*, *Materials Performance*, Vol. 25, No. 12, December, pp. 39-44
- González, J. A., Algaba, S., Andrade, C. (1980), *Corrosion of reinforcing bars in carbonated concrete*, *British Corrosion Journal*, Volume 15, Issue 3. <https://doi.org/10.1179/bcj.1980.15.3.135>
- Gouda, V. K., Monfore, G. E. (1965), *A rapid method for studying corrosion inhibition on steel in concrete*. *Journal PCA*, vol 7 n. 3, pp. 24.
- Hammond, E., Robson, T. D. (1955), *Comparison of electrical properties of various cements and concretes*. *The Engineer*, vol 199, pp. 78-80 and pp. 114.115.
- McCarter, W. J., Garvin, S., (1989) “*Dependence of Electrical Impedance of Cement-Based Materials on their Moisture Condition*”, *Journal of Physics D Applied Physics*, Vol. 22 (11), pp. 1773 – 1776.
- Monfore, G. E. (1968), *The electrical resistivity of concrete*. *Journal P.C.A. Applied Research Section*. pp. 35.

- Lambert, P., Page, C. L., Vassie, P. R. W. (1991), “*Investigations of reinforcement corrosion, 2: Electrochemical monitoring of steel in chloride-contaminated concrete*”, *Materials and Structures*, 24 (5), pp. 351-358. <https://doi.org/10.1007/BF02472068>
- Page, C. L., Treadaway, K. W. J. (1982), *Aspects of the electrochemistry of steel in concrete*. *Nature* 297, pp. 109-115. <https://doi.org/10.1038/297109a0>
- Tang, L. (1996), *Chloride Transport in Concrete – Measurement and Prediction*, Chalmers University of Technology, Dept. of Building Materials. ISSN: 1104-893X

Un enfoque conceptual holístico para la vida de servicio del concreto: división en diferentes etapas de tiempo

P. Castro-Borges^{1*} , P. Helene² 

*Autor de Contacto: pcastro@cinvestav.mx

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i3.324>

Recepción: 15/06/2018 | Aceptación: 29/08/2018 | Publicación: 31/08/2018

RESUMEN

El objetivo de este documento es analizar y discutir un enfoque conceptual que considera el carácter holístico de la vida de servicio concreta, pero lo divide en siete etapas de tiempo que se pueden comparar, para fines de comprensión, con las de un ser humano. Los conceptos existentes sobre la vida útil pueden ser incompletos con respecto a aquellos que deben considerar toda la vida de una estructura concreta. Una de las razones para esto es la falta de certeza de las predicciones de la vida útil que se basan en modelos que consideran una combinación de etapas de tiempo no claramente definidas. La vida de una estructura tiene muchas similitudes con la de un ser humano. De hecho, no es coincidencia que la ingeniería haya adoptado algunos términos de las ciencias médicas como "patología" para referirse a estructuras con problemas de "salud". El documento analiza la superposición de las diferentes etapas de tiempo, así como las razones por las que los modelos de predicción pueden fallar.

Palabras clave: vida de servicio; durabilidad; estructura.

Citar como: P. Castro-Borges, P. Helene (2018), "Un enfoque conceptual holístico para la vida de servicio del concreto: división en diferentes etapas de tiempo", Revista ALCONPAT, 8 (3), pp. 280-287, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i3.324>

¹ Centro de Investigación y Estudios Avanzados del IPN Unidad Mérida, Carretera Antigua a Progreso, Km 6, 97310, Mérida, Yucatán, México.

² University of Sao Paulo, Escola Politécnica, Av. Prof. Almeida Prado, trav 2, 83 SP 05508-900, Brazil.

Información Legal

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

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

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

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

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el segundo número del año 2019 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del primer número del año 2019.

A holistic conceptual approach to concrete service life: a split into different time-stages

ABSTRACT

The goal of this paper is to analyze and discuss a conceptual approach that considers the holistic character of concrete service life but splits it into seven time-stages that can be compared, for understanding purposes, with those of a human being. The existing concepts about service life may be incomplete regarding those that must consider the whole life of a concrete structure. One of the reasons for this is the lack of certainty of the service life predictions which are based on models that consider a series of non-clearly defined time-stages. The life of a structure has many similarities with that of a human being. In fact, it is no coincidence that engineering has adopted some terms from the medical sciences like “pathology” to refer to structures with problems of “health”. The paper discusses the overlapping of the different time-stages as well as the reasons why the prediction models can fail.

Keywords: service life; durability; structure.

Uma abordagem conceitual holística para a vida útil das estruturas de concreto: divisão em diferentes estágios de tempo

RESUMO

O objetivo deste artigo é analisar e discutir uma abordagem conceitual que considere o caráter holístico da vida útil das estruturas de concreto, dividida em sete estágios de tempo que podem ser comparados, para fins de compreensão, com os de um ser humano. Os conceitos existentes sobre a vida útil podem estar incompletos em relação àqueles que devem considerar toda a vida de uma estrutura de concreto. Uma das razões para isso é a falta de certeza das previsões de vida útil baseadas em modelos que consideram uma mistura de estágios não claramente definidos. A vida de uma estrutura tem muitas semelhanças com a de um ser humano. De fato, não é coincidência que a engenharia tenha adotado alguns termos das ciências médicas como “patologia” para se referir a estruturas com problemas de “saúde”. O artigo discute a sobreposição dos diferentes estágios de tempo, bem como as razões pelas quais os modelos de previsão podem falhar.

Palavras-chave: vida útil; durabilidade; estrutura.

1. INTRODUCCIÓN

La introducción de parámetros para definir la vida útil del hormigón como concepto holístico ha sido muy común durante los últimos treinta años. Estos parámetros son más cuantitativos hoy que hace unos años e incluyen conceptos que están estrechamente relacionados, como capacidad de servicio, funcionalidad, seguridad, confiabilidad y durabilidad. La vida útil se ha definido en códigos, normas y artículos por muchos autores. Cada autor o código tiene sus propias razones para proponer modificaciones e inclusiones a la definición. Tres de las definiciones más comunes de vida útil, tal como se definen en ciertas organizaciones, se detallan a continuación:

- a) American Concrete Institute: el período de tiempo después de la instalación, durante el cual todas las propiedades superan los valores mínimos aceptables cuando se mantienen de forma rutinaria (ACI-365, 200).
- b) Red DURAR: el período de tiempo durante el cual la estructura conserva los requisitos del proyecto en cuanto a seguridad, funcionalidad y estética, sin costos de mantenimiento inesperados (Troconis et al, 1998)

- c) Directiva de productos de construcción (CPD): el período de tiempo durante el cual la ejecución de las obras se mantendrá en un nivel compatible con el cumplimiento de los requisitos esenciales (E. Community, 1989).
- d) APROY-NMX-C-530-ONNCCE (2017): Es el tiempo durante el cual el desempeño de un material, elemento o estructura de concreto. Las características del proyecto en términos de seguridad. de fuego, seguridad en uso), funcionalidad (higiene, salud y medio ambiente, protección contra el ruido y ahorro energético y confort térmico) y estética (deformaciones, agrietamientos, desprendimientos), con un mínimo de mantenimiento que le permita soportar los efectos ambientales y naturales en su entorno durante su uso.

Aunque aparentemente similares, estos conceptos de vida de servicio tienen diferencias y no consideran una división en etapas de tiempo durante el cual ocurren algunos fenómenos específicos y particulares. Estos fenómenos particulares como el agrietamiento, la carbonatación, el movimiento del cloruro, etc., pueden tener diferentes efectos de acuerdo con etapas de tiempo determinadas, como el inicio o el final de la vida útil. Entonces, el modelado y la predicción del comportamiento deben corresponder a etapas de tiempo específicas a menos que sepamos exactamente cómo podría ser su comportamiento específico en cualquier etapa temporal.

Esta puede ser la razón por la cual la extrapolación de predicciones de modelos determinísticos, semiprobabilísticos o probabilísticos a diferentes etapas de tiempo no se puede verificar de manera precisa y completa. En otras palabras, la vida útil del concreto debe dividirse en diferentes etapas de tiempo donde el material está expuesto a diferentes circunstancias además del envejecimiento. Cada etapa de tiempo se define como el tiempo específico donde los materiales específicos y los efectos ambientales pueden ser conocidos, sin circunstancias que puedan ser atribuidas a otras etapas de tiempo y luego a la afectación de las predicciones de los modelos cuantitativos.

Por otro lado, todavía tenemos que entender el concepto de vida de servicio como un concepto de "vida entera" y como la forma en que vemos nuestra propia existencia como seres humanos. De hecho, utilizamos algunos conceptos en ingeniería como "patología" que se adoptan de las ciencias médicas para referirse a problemas de "salud" de la estructura. El objetivo de este documento es discutir un enfoque que considera el carácter holístico de la vida útil concreta, pero lo divide en siete etapas de tiempo que se pueden comparar, para fines de comprensión, con las de un ser humano. El documento analiza la superposición de las diferentes etapas de tiempo, así como las razones por las que los modelos de predicción pueden fallar.

2. ALGUNOS ASPECTOS ACERCA DE LA EVOLUCIÓN DE LOS MODELOS DE VIDA ÚTIL

Probablemente uno de los enfoques más importantes para la vida útil ha sido el proporcionado por el modelo de Tuutti en 1982 (Tuutti, 1982). Este modelo fue el primero en proponer dos etapas para la vida útil: iniciación y propagación. Gran parte del conocimiento actual para prevenir daños y reparar estructuras se basa en este modelo conceptual. Nuevos materiales, la agresividad del medio ambiente y las nuevas técnicas de construcción han hecho necesarias mejoras en el modelo de Tuutti.

La inclusión de la cantidad total de daños, así como las etapas específicas, como las opciones de inspección, diagnóstico, pronóstico, reparación y mantenimiento, fueron introducidas en 1994 por Andrade (Andrade, 1994).

En 1996 (Sarja y Vesikari, 1996), se propusieron varios niveles de modelos para incluir elementos tales como materiales o edificios completos. La ayuda de modelos deterministas para predecir la vida de servicio programada se discutió junto con la importancia de los estocásticos. En 1996, se tomaron en cuenta dos estados límite de despasivación y agrietamiento del hormigón en los modelos conceptuales. También se presentó un modelo conceptual que muestra las distribuciones

de la degradación, la vida útil y los límites de capacidad de servicio en ese año (Sarja y Vesikari, 1996). La obsolescencia de las estructuras se tuvo en cuenta en los modelos conceptuales durante 1997 (Somerville, 1997) y se introdujo la idea de diseñar para la vida final.

La necesidad de incluir nuevos conceptos en los enfoques de la vida útil continuó en 1998 (Helene, 2003) cuando el concepto de vida útil se dividió en varias partes. Helene (2003) presentó la etapa de vida útil dividida en cuatro partes específicas y superpuestas. Todos estos enfoques han ayudado a mejorar las predicciones de la vida útil a través de modelos determinísticos o probabilísticos. Sin embargo, la superposición de sus diferentes etapas ha complicado la precisión de las predicciones debido a que muchos fenómenos químicos, físicos o electroquímicos pueden tener un comportamiento totalmente diferente en las diferentes etapas de la vida útil. Por lo tanto, se necesita un enfoque con etapas definidas y no superpuestas que podrían permitir mejores predicciones de vida útil en cualquiera de sus etapas. En otras palabras, no debemos hacer predicciones de la vida útil si no conocemos el comportamiento esperado de todos los fenómenos durante toda la vida útil, que es prácticamente imposible.

En este sentido, la literatura ha proporcionado varios otros modelos con conceptos interesantes y subdivisiones de la vida útil en varias etapas. Sin embargo, a pesar de estas importantes contribuciones, se ha encontrado poca información sobre la filosofía con la que debemos analizar la vida útil de una estructura. Dado que el término "patología" se ha adaptado de las ciencias médicas al campo de la construcción, es consistente hablar sobre "problemas de patología de la construcción". Esto nos es familiar debido a las analogías existentes entre las ciencias médicas y las de la construcción; esto es entre un ser humano y las estructuras. Por lo tanto, el siguiente enfoque considera las similitudes de la vida total entre un ser humano y una estructura.

Los criterios más conocidos consideran la vida útil de una estructura dividida en vida útil y vida residual. En los últimos años y en coincidencia con la aparición de problemas de durabilidad, la vida útil total se dividió en más partes como vida de servicio, vida útil, vida residual y otras que se aplican también para un ser humano, con algunas excepciones obvias.

3. ANALOGÍAS ENTRE LA VIDA ÚTIL DE UN SER HUMANO Y UNA ESTRUCTURA

Consideremos las siguientes similitudes de las etapas de la vida de servicio entre un ser humano y una estructura.

La primera etapa es la de la concepción. La concepción de un ser humano está dada por la relación entre la pareja. En el caso de un proyecto, la concepción viene dada por las primeras discusiones sobre el proyecto y su preparación. Según el tipo de proyecto, la estructura puede durar muchos años. Esta es la etapa donde se proyecta la vida total. Esta etapa se puede llamar planificación del proyecto de la vida total de la estructura (etapa 1) e incluye el diseño estructural, arquitectónico y de durabilidad (figura 1). El producto de esta etapa o condición de frontera es el proyecto ejecutivo. La segunda etapa es la de la gestación. Este es el momento en que la madre gesta al recién nacido. Algunos profesionales como el ginecólogo supervisan esta etapa. La analogía con esta etapa viene dada por el período de construcción de la estructura. Seguir las especificaciones del proyecto con una supervisión adecuada determinará el período de vida total de la estructura. Esta etapa se puede llamar la preparación para la vida útil (etapa 2). El producto de esta etapa, o condición de frontera, es la nueva estructura final.

La tercera etapa es la de la entrega. Un grupo de profesionales como el ginecólogo, el pediatra y el anesthesiólogo se encargan de recibir a los recién nacidos y asegurar buenas condiciones durante este período. En términos de una estructura, este es el día en que la estructura se pone en servicio, el día de servicio. Este es el momento en que comienza la vida útil y constituye un punto específico de tiempo que es la condición límite. Esta etapa se puede llamar el inicio de la vida útil (etapa 3).

La cuarta etapa es la del parto hasta la edad adulta (por ejemplo, 18 años). Esta es una etapa crítica donde la supervisión de los padres es importante para prevenir, detectar y corregir cualquier tipo de problema relacionado con la salud mental, emocional o física, o accidentes que afectarían el desarrollo a largo plazo de la persona. La analogía con esta etapa es aquella en la que la nueva estructura puede recibir o no mantenimiento preventivo para evitar daños futuros. La duración de esta etapa dependerá de las necesidades evidentes de mantenimiento correctivo de la estructura. Una condición límite para esta etapa cuatro se puede indicar como el momento en que los agentes agresivos alcanzan la barra de refuerzo.

En términos de durabilidad, esta puede ser la llamada etapa de iniciación a la corrosión, o la llamada vida de servicio (etapa 4). Será el período comprendido entre el día de servicio y hasta el día en que la agresividad del medio ambiente y / o las cargas provoquen un deterioro directo del acero / hormigón. Esta etapa debe considerar solo el comportamiento esperado cuando la estructura es saludable y no muestra un deterioro evidente. La condición límite aquí es justo antes de que la presencia de evidencias visuales de deterioro pueda ser la señal de que la predicción del modelo de comportamiento debe ser modificada o cambiada para incluir diferentes condiciones.

La quinta etapa incluye la edad adulta hasta justo antes de la edad de la tercera edad. Este es un período de madurez donde el desarrollo correcto depende de la persona y los hábitos correctos durante las etapas previas. Ciertos aspectos sobre la salud o los problemas emocionales determinan el comportamiento o la condición límite al final de esta etapa. En términos de durabilidad, esta etapa corresponde al período de propagación. Sin embargo, como se definió realmente, el período de propagación finaliza cuando la capacidad original de la estructura para soportar cargas estructurales y ambientales no se puede restaurar a la estructura. En realidad, esta capacidad tiene una alta probabilidad de ser restaurada si la estructura es reparada / rehabilitada adecuadamente en un momento crítico. Esto es como el cáncer que se puede curar mediante un diagnóstico correcto ya tiempo.

Esta etapa se puede llamar vida de servicio residual (etapa 5). Es una etapa en la cual la estructura será útil a pesar de sus problemas, pero solo si recibe un tratamiento correcto y dentro del tiempo. El límite o condición límite entre esta etapa y la siguiente está dada por el hecho de que no todos los "medicamentos", o intervención, tendrán el efecto deseado.

La sexta etapa puede ser desde la tercera edad hasta el instante antes de morir. En esta etapa, se deben seguir cuidadosamente todas las funciones de la persona porque pueden fallar debido al envejecimiento y las condiciones o efectos previos de la vida. En el caso de una estructura, es el momento en que cualquier acción preventiva o correctiva no puede restablecer las condiciones esperadas de funcionalidad, capacidad de servicio, durabilidad, capacidad de carga, etc. Es este período en el que el inspector y el propietario deben pensar en un cambio de usar para la condición de frontera de la estructura. Algunas actividades como la descarga de algunas zonas, la evacuación de personas, el desmontaje de algunas instalaciones, etc., deben planificarse antes de la "muerte" de la estructura. Esta etapa termina justo antes de la muerte de la estructura y puede llamarse simplemente vida residual (etapa 6). La condición límite aquí corresponde al momento en que la estructura ya no es útil.

La séptima y última etapa es la de la muerte como resultado de fallas, colapsos o "dolor" prolongado. En el caso de una estructura, esta etapa corresponde al comienzo del colapso parcial o total. Esta etapa se puede llamar el final de la vida residual (etapa 7).

Cada etapa del modelo conceptual debe ir acompañada de algunas pruebas específicas. Los resultados de un tipo de prueba podrían significar una interpretación diferente si se aplica en diferentes etapas. Como ejemplo, podríamos pensar en la prueba de permeabilidad (Basheer, 1993). Los valores de permeabilidad podrían ser diferentes en dependencia de las condiciones agresivas para la estructura durante ciertas etapas: la aplicación de esta prueba en la etapa 3 puede indicar un buen concreto, pero uno mejor en la etapa 4 (debido a un período de curado más largo, etc.). NMX-C-530 toma esto en consideración.

4. EL NUEVO ENFOQUE PARA LA VIDA ÚTIL DEL CONCRETO

La figura 1 muestra un enfoque de la vida útil de las estructuras de hormigón que se basa en las mejores características de otros enfoques, así como en las analogías descritas entre una estructura y un ser humano, dada anteriormente. Este enfoque se presenta con una filosofía similar pero con una división de etapas de tiempo que está más de acuerdo con la planificación del proyecto y con las predicciones futuras.

El rendimiento óptimo se obtiene durante las primeras tres etapas e incluye la planificación, la preparación y el día de servicio en servicio. La condición mínima de servicio se mantendrá solo durante la cuarta etapa donde se requiere mantenimiento preventivo contra la entrada de sustancias agresivas. En términos globales, las etapas cinco, seis y siete son aquellas en las que la estructura ya no es capaz de exhibir un rendimiento aceptable. Estas etapas incluyen la vida útil residual, la vida residual y el final de la vida residual.

5. SUPERPOSICIÓN ENTRE LAS DIFERENTES ETAPAS

Cualquiera de las etapas de la Figura 1, pero particularmente las últimas cuatro, deben analizarse individualmente al realizar las predicciones de la vida útil. La literatura ha dado mucha importancia a las etapas 4 y 5 porque se cree que la información obtenida en tales etapas es suficiente para predecir el comportamiento futuro. Los eventos de cada etapa temporal individual deben interpretarse y considerarse para cualquier predicción debido a la influencia de los fenómenos que ocurren durante etapas de tiempo previas. La superposición de fenómenos que ocurren en diferentes etapas puede dar lugar a predicciones engañosas.

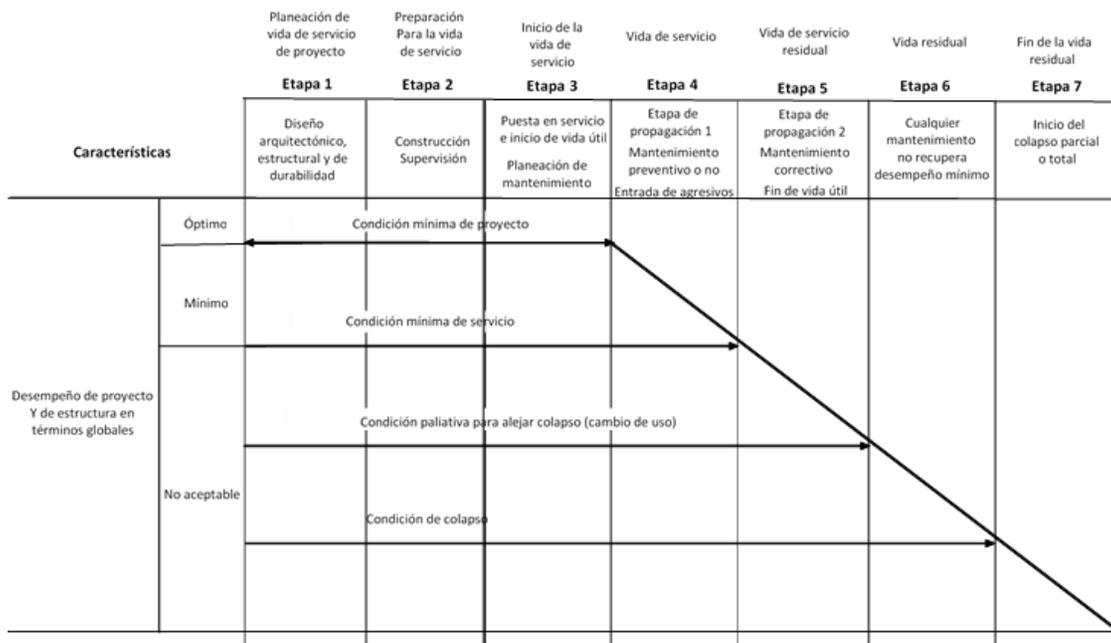


Figura 1. Enfoque de la vida útil de las estructuras de hormigón

Un ejemplo simple es la predicción del frente de carbonatación o el perfil de cloruro adyacente a la barra de refuerzo después de unos pocos años de exposición a un entorno determinado. La etapa 4, vida útil, incluye la entrada de estos agentes, pero las predicciones generalmente no tienen en cuenta las etapas 5, 6 y 7 en las que pueden producirse grietas u otros fenómenos.

Esta es una de las razones principales por las que no podemos encontrar fácilmente una verificación de predicción válida de estos fenómenos. Lo mejor en este caso es circunscribir un modelo de predicción a la etapa 5 y pensar en las modificaciones o una diferente después de la etapa 5. Los elementos incluidos en las siete etapas, así como los datos necesarios para las predicciones se publicarán en otro lugar.

6. EJEMPLO DE APLICACIÓN DEL MODELO CONCEPTUAL DE SIETE ETAPAS

El muelle Progreso es la estructura de concreto reportada más antigua con el uso de 304 SS. Fue diseñado y construido por la compañía danesa Christiani y Nielsen. Esta empresa pensó en una estructura de vida útil de 50 años con un mínimo de mantenimiento. Seis de las etapas del modelo conceptual se pueden identificar fácilmente. Varios artículos publicados, citados aquí, pueden apoyar el uso del modelo conceptual:

Etapa 1.- Planificación de la vida útil (2 años). El muelle fue diseñado para estar en servicio durante 50 años. La preparación del proyecto duró aproximadamente dos años.

Etapa 2.- Preparación de la vida útil (período de construcción, 5 años). La estructura fue construida entre 1936 y 1941.

Etapa 3.- Inicio de la vida útil. La estructura fue inaugurada en 1941

Etapa 4.- Vida útil (60 años). La estructura tuvo un servicio satisfactorio desde 1941 hasta 2001, después de 60 años de servicio, cuando un huracán (Isidore, 2002) evidenció diversos problemas como la erosión que afectaba a las pilas, vigas y cubiertas.

Etapa 5.- Vida útil residual (15 años). La estructura, desde entonces (2002), ha estado en servicio gracias a las intervenciones a tiempo. Se propuso un nuevo muelle para el ministerio de construcción, que finalmente se construyó e inauguró en 2016. Este fue el final de la etapa 5 para el antiguo muelle, ya que la mayoría de las cargas fuertes se trasladaron al nuevo muelle.

Etapa 6.- Vida residual (2 años y contando). El mantenimiento no recupera el rendimiento original y no puede ayudar al muelle a soportar las 10 veces mayores cargas. Luego, se modificó el uso del muelle para permitir solo una parte de las cargas planificadas originales que son equivalentes, hoy en día, a automóviles y camiones turísticos, personas y tráfico de mantenimiento. De hecho, está teniendo una intervención, para asegurarse de que puede sostener un cierto porcentaje de las cargas originales de diseño. Bajo estas circunstancias, se espera una duración de etapa 6 de al menos 22 años, que es el complemento para tener el doble de la vida útil inicial esperada, esto significa un total de 100 años.

7. CONCLUSIÓN

Se discutió la contribución de varios enfoques para la vida útil de las estructuras de hormigón. Se propuso un nuevo enfoque que toma en cuenta las similitudes entre las diversas etapas de la vida de servicio de un ser humano y estructuras concretas. La influencia de la superposición de etapas de la vida del servicio en las predicciones del comportamiento futuro se discutió brevemente. Con base en el nuevo enfoque, se recomienda el uso de modelos de predicción simples cuyos resultados se aplican a etapas individuales.

8. AGRADECIMIENTO

Los autores agradecen a sus Institutos, así como a CONACYT y CNPq por su apoyo parcial para este documento y colaboración. La ayuda de M. Balcan con la obra de arte es reconocida. Las

opiniones expresadas aquí son las de los autores y no necesariamente de las organizaciones de apoyo.

9. REFERENCIAS

- American Concrete Institute (2000), “*ACI-365: Service-Life Prediction- State-of-the-Art Report*”.
- Andrade, C. (1994), *Quantification of durability of reinforcing steel, methods and calculation procedures of Concrete technology: New Trends, Industrial Applications*, A. Aguado, R. Gettu and S.P. Shah, Editors. RILEM. Published by E&FN Spon, 2-6 Boundary Row, London SE1 8HN, UK ISBN 0 419 20150 5. pp: 158-175.
- APROY-NMX-C-530-ONNCCE (2017), “*Industria de la construcción – Durabilidad – Norma general de durabilidad de estructuras de concreto reforzado – Criterios y Especificaciones*”.
- Basheer, P. A. M. (1993), *A brief review of methods for measuring the permeation properties of concrete in-situ*, Structures and Buildings, Proceedings of the ICE, vol 99, 74-83. <https://doi.org/10.1680/istbu.1993.22515>
- European Community (1989), “*COUNCIL DIRECTIVE of 21 December 1988 on the approximation of laws, regulations and administrative provisions of the Member States relating to construction products.*”, Off. J. Eur. Communities, vol. 40, no. L, pp. 12–26.
- Helene, P. (2003), *A nova NB 1/2003 (NBR 6118) e a vida útil das estruturas de concreto*, University of Sao Paulo PCC USP.
- Sarja, A., Vesikaeri, E. (1996), *Chapter 7 Durability models*, In *Durability Design of Concrete Structures*. Manuscript of RILEM Report of TC 130-CSL, RILEM Report Series 14. pp: 97-111, E & FN Spon, Chapman and Hall, 165 p.
- Somerville, G. (1997), “*Engineering design and service life: a framework for the future*”, In *Prediction of concrete durability: Proceedings of the STATS 21st anniversary conference /1997*, J. Glanville and A. M. Neville, Editors, pp. 58-76, E & FN Spon, UK.
- Troconis, O., Romero, A., Andrade, C., Helene, P., Díaz, I. (1998), *Manual de inspección, evaluación y diagnóstico de corrosión en estructuras de hormigón armado*, 2nd ed. Red Durar.
- Tuutti, K. (1982), “*Corrosion of steel in concrete*”, Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm.

Coeficiente de difusión aparente de oxígeno y el control de la corrosión de armaduras revestidas con primers

E. Pazini Figueiredo^{1*} , C. Andrade² 

* Autor de Contacto: epazini@terra.com.br

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i3.336>

Recepción: 13/07/2018 | Aceptación: 01/08/2018 | Publicación: 31/08/2018

RESUMEN

El presente trabajo evalúa la influencia de cinco diferentes tipos de revestimientos aplicados sobre las armaduras en el coeficiente de difusión aparente de oxígeno ($D_{ap}(O_2)$) y sobre la intensidad de corrosión (I_{corr}) en comparación con un revestimiento de referencia compuesto por un mortero de cemento y arena. El flujo de oxígeno ($J(O_2)$) hasta la armadura fue medido por el método potencioestático en el estado estacionario. La intensidad de corrosión (I_{corr}) fue monitoreada por la técnica de Resistencia de Polarización (R_p). Evaluaciones referentes a porosidad de los revestimientos fueron hechas por medio de lupas, microscopía óptica y SEM. Los revestimientos que representan sistemas de protección por barrera se mostraron, en las condiciones ensayadas, menos permeables al oxígeno. Los valores de coeficiente de difusión aparente ($D_{ap}(O_2)$) variaron de $2,1 \times 10^{-6} \text{ cm}^2/\text{s}$ hasta $4 \times 10^{-9} \text{ cm}^2/\text{s}$, ocasionando variaciones en las intensidades de corrosión medidas (I_{corr}), debido al control catódico en el proceso de corrosión.

Palabras-clave: concreto armado; control de la corrosión; difusión de oxígeno; primers.

Citar como: E. Pazini Figueiredo, C. Andrade (2018), " *Coeficiente de difusión aparente de oxígeno y el control de la corrosión de armaduras revestidas con primers* ", Revista ALCONPAT, 8 (3), pp. 288-300, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i3.336>

¹ Professor Titular da Escola de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Goiás, Praça Universitária, s/n, Setor Universitário, Goiânia-GO 74.605-220, Brasil.

² Profesora de Pesquisa do Instituto Eduardo Torroja, Sede C/. Serrano Galvache, 4 Madrid. 28033, España.

Información Legal

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

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

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

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

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el segundo número del año 2019 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del primer número del año 2019.

Apparent diffusion coefficient of oxygen and corrosion control of reinforcement rebar coated with primers

ABSTRACT

The present work evaluates the influence of different primers applied in the reinforcement steel on the apparent diffusion coefficient of oxygen ($D_{ap}(O_2)$) and on the corrosion intensity (I_{corr}), comparing the results with a reference cementitious mortar. Oxygen flow ($J(O_2)$) until the reinforcement steel was measured by potentiostatic method in steady state. The I_{corr} was monitored by the Polarization Resistance technique (R_p). Evaluations related porosity of the primers were made through magnifying glasses, optical microscopy and SEM. Primers that represent barrier protection systems proved to be less permeable to oxygen. The $D_{ap}(O_2)$ values ranged from $2.1 \times 10^{-6} \text{ cm}^2/\text{s}$ to $4 \times 10^{-9} \text{ cm}^2/\text{s}$, causing variation in the I_{corr} due to cathodic control of the corrosion process.

Keywords: reinforced concrete; corrosion control; diffusion of oxygen; primers.

Coeficiente de difusão aparente de oxigênio e o controle da corrosão de armaduras revestidas com primers

RESUMO

O presente trabalho avalia a influência de diferentes revestimentos aplicados nas armaduras sobre o coeficiente de difusão aparente de oxigênio ($D_{ap}(O_2)$) e sobre a intensidade de corrosão (I_{corr}), comparando os resultados com um revestimento de referência (argamassa cimentícia). O fluxo de oxigênio ($J(O_2)$) até a armadura foi medido pelo método potenciostático no estado estacionário. A I_{corr} foi monitorada pela técnica de Resistência de Polarização. Avaliações referentes a porosidade dos revestimentos foram feitas por meio de lupas, microscopia ótica e SEM. Os revestimentos que representam sistemas de proteção por barreira mostraram-se menos permeáveis ao oxigênio. Os valores $D_{ap}(O_2)$ variaram de $2,1 \times 10^{-6} \text{ cm}^2/\text{s}$ até $4 \times 10^{-9} \text{ cm}^2/\text{s}$, ocasionando variações na I_{corr} , devido ao controle catódico do processo de corrosão.

Palavras-chave: concreto armado; controle da corrosão; difusão de oxigênio; primers

1. INTRODUCCIÓN

Las armaduras de las estructuras de concreto armado, normalmente, se encuentran protegidas de la corrosión por una capa pasiva de óxidos formada debido a la alta alcalinidad del concreto, lo que determina el denominado estado de pasivación de las armaduras. esa capa protege indefinidamente la armadura de la corrosión, en cuanto el concreto preserva su buena calidad, el no presentar fisuras y no tener alteradas sus características físicas o mecánicas debido a la acción de agentes agresivos externos. La capa pasivante es desestabilizada por la disminución del pH del concreto en el entorno de las armaduras hasta valores inferiores a 9, debido a la carbonatación del concreto, o por la penetración de iones cloruro a través de la porosidad del concreto, alcanzando límites críticos, llevando a la despasivación e inicio del proceso corrosivo. Una vez que se rompe la capa pasiva, es desencadenado el proceso corrosivo, la resistividad y la temperatura del concreto y el flujo de oxígeno hasta la superficie de la armadura, son los principales factores controladores de la propagación de la corrosión (Gjorv; Vennesland; El-Busidy, 1986; Andrade et al., 1990; Castelotte et al., 2001; Francinete; Figueiredo, 1997).

Las reacciones de corrosión pueden ser controladas por diversos factores, conforme ilustran los diagramas de la Figura 1. Esos factores alteran las características de polarización de la armadura.

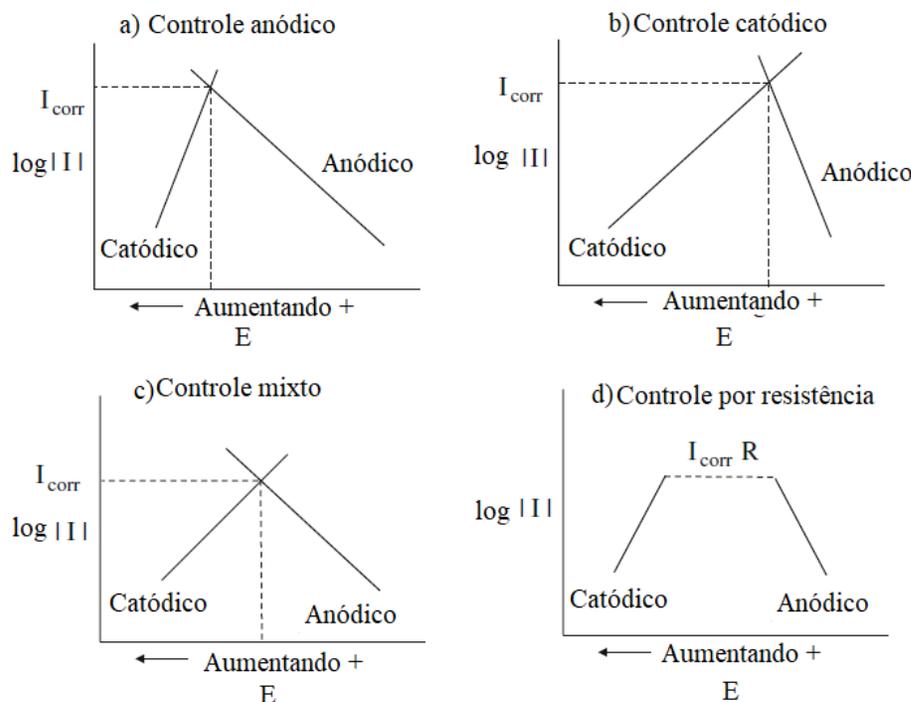


Figura 1. Diagrama de Evans, mostrando la influencia de los procesos de control anódico, catódico, mixto y por resistencia óhmica sobre la intensidad de corrosión (McCafferty, 2009).

Cuando la polarización ocurre principalmente en el ánodo, la reacción de corrosión es controlada anódicamente y la reacción de disolución del metal, es disminuida. Cuando la resistividad del electrolito (concreto) es muy elevada, al punto de impedir el movimiento iónico, la corriente resultante es insuficiente para polarizar el ánodo y el cátodo. En ese caso, las reacciones de corrosión están bajo control de resistencia. En la práctica, las reacciones ocurren en la misma intensidad en el ánodo y en el cátodo y, por lo tanto, se tiene control mixto. El control catódico ocurre cuando la reacción de reducción del oxígeno (Ecuación 1) es restringida por la disminución del acceso del oxígeno hasta la región catódica, limitando el consumo de electrones provenientes de la región anódica y consecuentemente, controlando la cinética de la corrosión.



La presencia de oxígeno en la superficie de la armadura es esencial para que ocurran las reacciones de reducción en las áreas catódicas. El coeficiente de difusión de oxígeno en el concreto es una propiedad del concreto muy importante y determinante en la durabilidad de las estructuras de concreto armado (Page; Lambert, 1987; Helene, 1993; Hansson, 1993). En algunos estudios, el flujo de oxígeno medido Y utilizado para prever la durabilidad de la armadura del concreto, basado en la relación entre la solución anódica, o corrosión, y la cantidad de oxígeno que puede ser reducida en las áreas catódicas (Andrade et al., 1990). Kobayashi y Shutton (1991) y Tuutti (1982) estudiaron la influencia de la relación agua/cemento, el espesor del recubrimiento, la humedad del aire y el grado de saturación de los poros, la presencia de adiciones al cemento y las condiciones de curado del concreto sobre la difusión de oxígeno a través del concreto.

La restricción al acceso de oxígeno hasta la armadura es uno de los requisitos de desempeño que los revestimientos aplicados sobre la armadura, o los morteros de reparación y las pinturas de protección superficial, deben atender para cumplir con eficiencia las funciones de restablecimiento y preservación de la protección y control de la corrosión de las armaduras. La medida del coeficiente de difusión aparente de oxígeno ($D_{ap}(\text{O}_2)$) a través del recubrimiento del

concreto o a través de los revestimientos aplicados sobre la armadura muestran las condiciones de suministro de oxígeno hasta las regiones catódicas que regulan la cinética de la corrosión en las regiones anódicas.

Actualmente para componer un sistema de reparación de estructuras de concreto atacadas por la corrosión, el medio técnico dispone de una significativa cantidad de revestimientos (*primers*) que son aplicados sobre la armadura. Los mecanismos de protección ejercidos por esos revestimientos pueden ser por barrera, repasivación inhibición y protección catódica. En la práctica, generalmente ocurre la acción conjunta de dos o más mecanismos de protección (Figueiredo, 1994).

Conocer la composición y las propiedades de los revestimientos que están directamente relacionadas con la capacidad de protección y control de la corrosión es importante para la evaluación global del desempeño de los revestimientos (*primers*). Esas informaciones también son importantes al momento en que los profesionales necesitan seleccionar los productos más apropiados para una determinada situación. Así esté presente trabajo tiene como objetivo, evaluar la influencia de cinco diferentes tipos de revestimientos especificados para protección de las armaduras, sobre el coeficiente de difusión aparente de oxígeno ($D_{ap}(O_2)$) y sobre la intensidad de corrosión (I_{corr}), en comparación a un revestimiento de referencia (mortero de cemento y arena).

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1 Materiales usados y probetas

Para la realización del experimento fueron vaciadas probetas prismáticas de mortero de dimensiones 20 mm x 55 mm x 80 mm. El mortero de referencia fue producido en el patrón en peso 1:3 (cemento y arena) y relación agua/cemento igual a 0,50. En el agua de mezclado fue mezclado 3 % de $CaCl_2$, en relación con peso de cemento, para promover la despasivación de las armaduras. El cemento utilizado fue de alta resistencia inicial. La Tabla 1 muestra las composiciones química y mineralógica y las características físicas y mecánicas del cemento Portland usado para producir las probetas.

Tabla 1. Composición química y mineralógica y características físicas y mecánicas del cemento usado en los experimentos.

Composición Química	Resultado (%)
CaO	61,34
SiO ₂	18,32
Al ₂ O ₃	5,43
Fe ₂ O ₃	3,28
SO ₃	3,04
MgO	1,51
K ₂ O	1,04
Na ₂ O	0,15
Cl ⁻	0,02
P.F.	3,13
R.I.	1,92
Composición Mineralógica	Resultado (%)
C ₃ S	60,54
C ₂ S	6,85

C ₄ AF	9,98
C ₃ A	8,84
Características Mecánicas	Resultado (MPa)
Resistencia a compresión (3días)	27,8
Resistencia a compresión (28días)	59,1
Características Físicas	Resultado
Inicio de pega	85 minutos
Fin de pega	150 minutos
Peso específico	3,15 g/cm ³

En cada probeta fueron colocadas dos barras de acero tipo CA 50 de 6 mm de diámetro y 8 cm de largo, a fin de obtener la duplicación de los resultados. La Tabla 2 presenta la composición química del acero usado en el experimento.

Tabla 2. Composición química del acero.

Elemento	Composición (%)
Fe (hierro)	98,94
C (Carbono)	0,17
Mn (Manganes)	0,59
Si (Silicio)	0,25
P (Fósforo)	0,02
S (Azufre)	0,03

Antes de las barras ser embebidas en la probeta, las mismas pasaron por un proceso de limpieza, según las recomendaciones de la ASTM G1 (1999). Con ayuda de una cinta aislante fue delimitada el área de estudio de 5,6 cm², sobre la cual fue aplicado el revestimiento protector de la armadura (*primer*). Entre las dos barras de estudio fue colocada una barra de grafito para actuar como contraelectrodo. La Figura 2 muestra detalles de la probeta utilizada en el experimento. La Tabla 3 presenta las características de los revestimientos ofrecidas por los fabricantes.

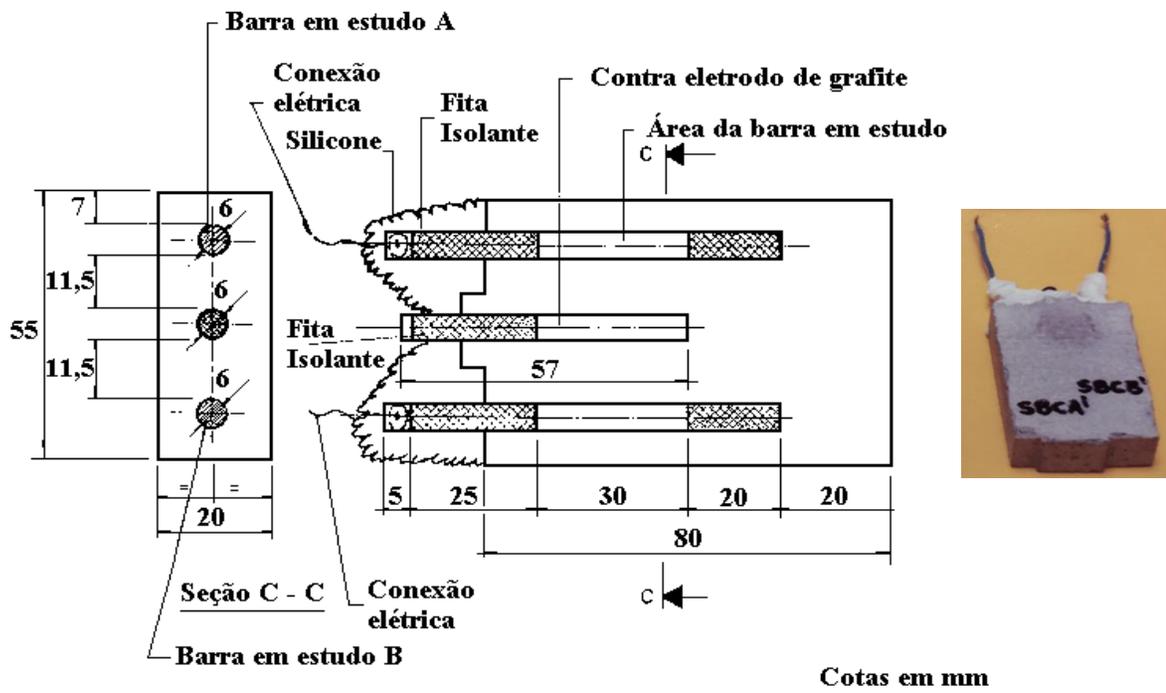


Figura 2. Detalle de la probeta.

Tabla 3. Características de los revestimientos estudiados ofrecido por los fabricantes.

Rev.	Composición	Componentes	Espesor recién aplicado (μm)	Densidad δ (kg/l)	pH
1	Cemento + polímero termoplástico + cargas especiales	Bicomponente	1000 a 2000 (recién aplicado en 2 manos)	1,90	> 10
2	Cemento + polímero termoestable + inhibidor ($\text{Ca}(\text{NO}_2)_2$)	Tricomponente	1000 a 2000 (recién aplicado en 2 manos)	2,00	N.E.
3	Epóxi + zinc	Monocomponente	135 μm /mano (recién aplicado en 2 manos)	2,00	N.E.
4	Epóxi	Bicomponente	N.E.	N.E.	N.E.
5	Polímero + carbono	Monocomponente	20 μm /mano (película seca)	1,36 \pm 0,05	9,4 \pm 0,2

N.E. (No especificado)

Posteriormente al vaciado, las probetas fueron almacenadas en la cámara de 100 % de humedad relativa, permaneciendo en esas condiciones por más de 100 días. En la segunda etapa, hasta la realización del ensayo, las probetas quedaron en la condición de parcialmente sumergido, a fin de promover la corrosión de las armaduras. Las medidas de flujo de oxígeno ($J(\text{O}_2)$) fueron realizadas cuando las probetas completaron 1 año.

2.2 Metodologías de ensayo y evaluaciones

El flujo de oxígeno a través de un material es influenciado por su espesor y por la interconectividad de su red porosa. En este sentido, fueron tomadas medidas de los espesores de cada mano y total de los revestimientos recién aplicados (estado fresco), usando un medidor de espesor de películas frescas sobre una placa de vidrio, según lo muestra la Figura 3. El espesor de los revestimientos secos, la estimación del tamaño de los poros y su interconectividad fue evaluada por medio de la lupa, microscopía óptica y microscopía electrónica de barrido. La lupa con aumento de 4 veces fue utilizada para identificar defectos superficiales de los revestimientos. Estas evaluaciones también fueron importantes para detectar por comparación posibles alteraciones superficiales existentes posteriormente al término de los ensayos y ruptura de las probetas. Cuando superficialmente eran detectadas imperfecciones, con sospecha de que pudieran tener continuidad y alcanzar la armadura, se hace uso del estereomicroscopio para observar y fotografiar los defectos con más aumentos. En varios momentos, al adentrar a través del defecto ó porosidad superficial de la segunda mano, fue posible identificar la presencia de la primera mano, llegando a la conclusión de que el poro no presentaba continuidad. En ese sentido queda evidente la importancia del número de manos para que el revestimiento cumpla su función de barrera. La microscopía por SEM permitió estimar el tamaño de los poros y el espesor de los revestimientos endurecidos, identificar elementos y composición de forma semicuantitativa y observar la presencia de resina en el interior de la porosidad, de forma de interrumpir la continuidad de los poros. En cuanto al espesor y la porosidad de los revestimientos están asociados al mecanismo de protección por barrera de las armaduras, el elevado valor del pH de los revestimientos es fundamental para activar el mecanismo de protección por repasivación (FIGUEIREDO, 1994). El pH de los revestimientos fue medido con equipo dotado de electrodos combinados de vidrio y calomelanos, con intervalo de pH de 0 a 14. Las medidas de pH fueron obtenidas 15 minutos posteriormente a la mezcla de los componentes de los revestimientos.

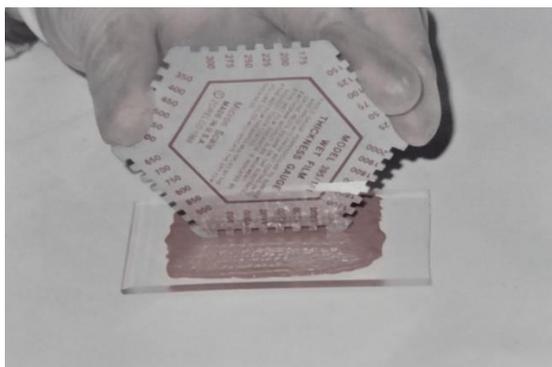


Figura 3. Medición del espesor del revestimiento 1 recién aplicado.

La intensidad de corrosión (I_{CORR}) fue medida a través de la técnica de resistencia de polarización, donde una polarización de ± 10 mV alrededor del potencial de corrosión (E_{CORR}) fue aplicada. Los cambios de intensidad resultantes de la aplicación de la diferencia de potencial fueron determinadas con una velocidad de barrido de 10mV/min. La I_{CORR} fue calculada utilizando la ecuación de STERN y GEARY (1957). La caída de la resistencia óhmica del material que involucra la armadura fue compensada a través de la retroalimentación positiva entre los electrodos de trabajo (armadura) y el electrodo de referencia (electrodo de calomelano saturado) (ANDRADE; GONZALEZ, 1978).

Para determinar el flujo de oxígeno hasta la superficie de la armadura en el interior de la probeta, fue medida la intensidad de corriente catódica (I_{cat}) a un potencial constante de -750 mV en

relación con el electrodo de calomelanos saturado (ECS). En este nivel de potencial la única reacción catódica posible es la reducción de oxígeno (GJORV et al, 1986; ANDRADE et al, 1990). La intensidad catódica (I_{cat}) fue medida cuando la curva corriente catódica versus tiempo alcanzó el denominado estado estacionario. Después de 24 horas de ensayos fué posible verificar que todas las armaduras revestidas encontraron sus estados estacionarios, conforme se ilustra en la Figura 4.

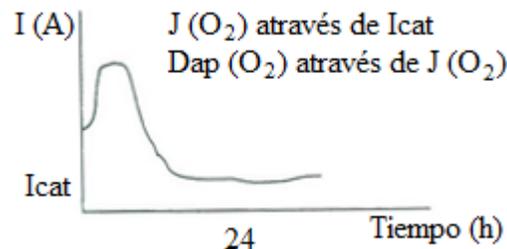


Figura 4. Típica curva Intensidad de Corriente Catódica versus Tiempo obtenida en los ensayos realizados.

Con el valor de I_{cat} en el estado estacionario se aplicó la ley de Faraday para obtener el flujo de oxígeno ($J(O_2)$) hasta la armadura.

$$J(O_2) = \frac{I_{cat}}{n \cdot F} \quad (\text{Ecuación 2}) \quad (\text{GJORV et al, 1986})$$

onde,

$J(O_2)$ → flujo de oxígeno en mol/segundo;

I_{cat} → intensidad de corriente catódica en el estado estacionario en amperio (A);

n → número de electrones consumidos (4);

F → constante de Faraday (96500 coulomb/mol).

A partir del flujo de oxígeno ($J(O_2)$), es utilizada la primera ley de Fick, se calculó el coeficiente de difusión aparente de oxígeno, $D_{ap}(O_2)$.

$$D_{ap}(O_2) = \frac{J(O_2) \cdot e}{S \cdot C_o} \quad (\text{Ecuación 3}) \quad (\text{PAGE; LAMBERT, 1987})$$

onde,

$D_{ap}(O_2)$ → coeficiente de difusión aparente del oxígeno en cm^2/s ;

$J(O_2)$ → flujo de oxígeno en mol/s;

e → espesor del recubrimiento en cm (0,7 cm);

S → área en estudio en cm^2 (5,6 cm^2);

C_o → concentración de oxígeno en una solución saturada de $Ca(OH)_2$ en mol/cm^3 ($1,06 \times 10^{-6} mol/cm^3$, según PAGE, LAMBERT, 1987)

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

La Figura 5 muestra ejemplos de imágenes obtenidas por microscopía óptica y electrónica de barrido (SEM). Durante las obtenciones y evaluaciones de las imágenes fué posible estimar los espesores y el tamaño de los poros de los revestimientos secos aplicados sobre las armaduras, así

como evaluar la interconectividad de los poros. Los resultados se encuentran en la Tabla 4. En la Tabla 4 también se encuentran los espesores de los revestimientos recién aplicados en cada mano, el espesor total fresco y los valores de pH de los revestimientos.

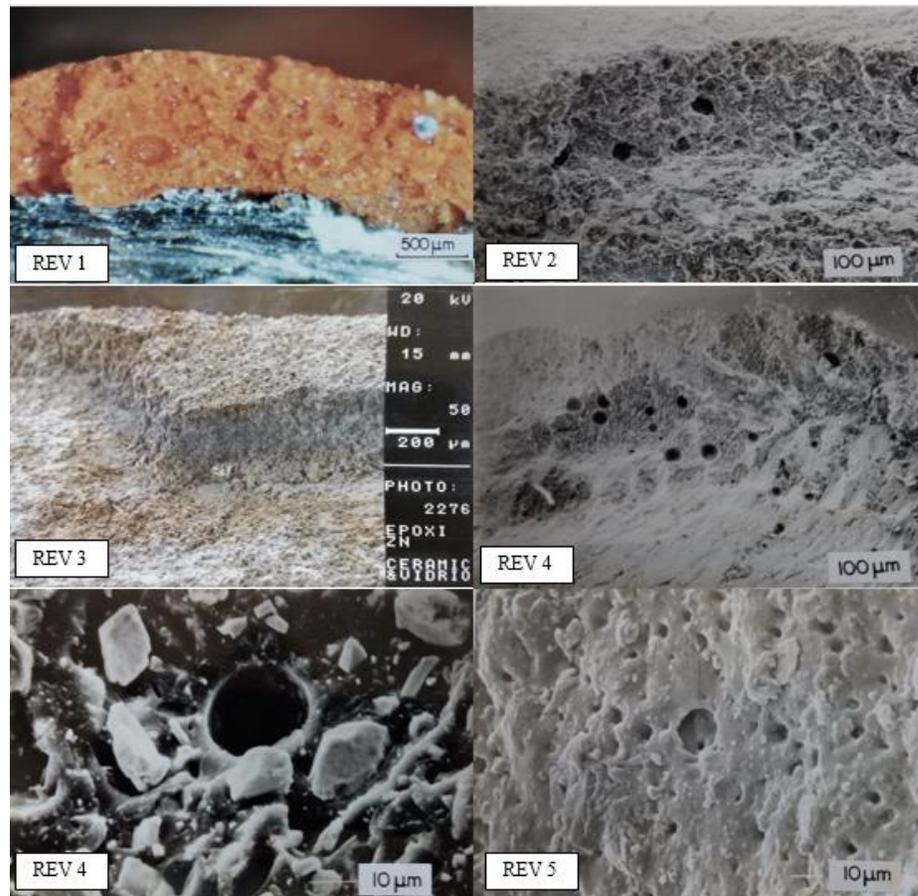


Figura 5. Microfotografías obtenidas por microscopía óptica y electrónica de barrido (SEM).

Tabla 4. Resultados de las evaluaciones con medidor de espesor en el estado fresco, lupa, microscopía óptica, SEM e pH.

Rev.	Espesor recién aplicado (μm)				Espesor seco (μm)	Dimensión de poros (μm)	Conectividad de los poros	pH
	1 ^a mano	2 ^a mano	3 ^a mano	Total				
Refer	-	-	-	-	7000 (*)	1000 (***)	Existencia de conectividad	13,15
1	550	550	-	1100	1000	≤ 250	Frecuentemente interrumpida por la presencia de resina y por la sobreposición de las manos	12,53
2	700	650	-	1350	800	≤ 100	Frecuentemente interrumpida por la sobreposición	11,47

3	175	175	-	350	330	≤ 50	de las manos A pesar de la baja porosidad, y la poca presencia de resina e elevada de zinc permiten mucha conectividad entre los poros	8,48
4	350	-	-	350	500 (**)	≤ 40	Sin conectividad	10,91
5	100	100	100	300	250	≤ 20	Elevada presencia de poros pequeños con posibilidad de conexiones	8,31

* El mortero de referencia también se encontraba sobre los revestimientos

** Mayor que el espesor recién aplicado porque el área micro fotografiada se ubicaba entre dos nervaduras, donde existe acumulación de resina epóxi.

*** Poros de aire

Los valores de intensidad de corriente catódica (I_{cat}), intensidad de corrosión (I_{corr}), flujo de oxígeno ($J(O_2)$) y coeficiente de difusión aparente del oxígeno ($D_{ap}(O_2)$) obtenidos en la evaluación experimental, son presentados en la Tabla 5 y Figura 6.

Tabla 5. Resultados de I_{corr} , I_{cat} , $J(O_2)$ e $D_{ap}(O_2)$.

Rev.	I_{corr} (μA)	I_{cat} (μA)	$J(O_2)$ (mol/s)	$D_{ap}(O_2)$ (cm^2/s)
Refer.	8,000	6,800	$1,76 \times 10^{-11}$	$2,07 \times 10^{-6}$
1	0,004	0,030	$8,00 \times 10^{-13}$	$9,00 \times 10^{-9}$
2	1,200	1,500	$3,90 \times 10^{-12}$	$4,60 \times 10^{-7}$
3	35,000	27,990	$7,25 \times 10^{-11}$	$8,55 \times 10^{-6}$
4	0,008	0,013	$3,00 \times 10^{-13}$	$4,00 \times 10^{-9}$
5	0,250	3,010	$7,80 \times 10^{-12}$	$9,20 \times 10^{-7}$

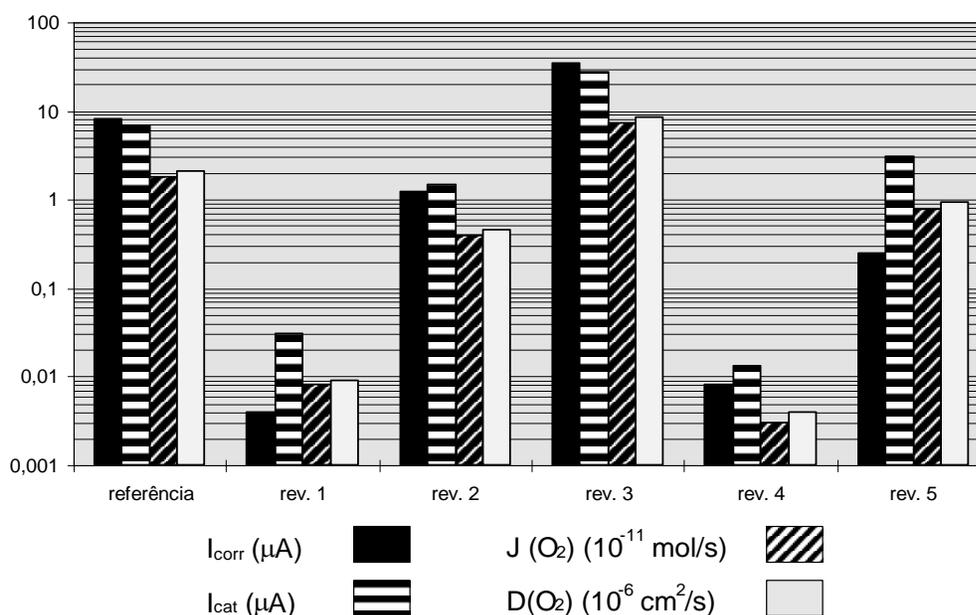


Figura 6. Comparación entre los valores de I_{corr} , I_{cat} , $J(O_2)$ y $D_{ap}(O_2)$

Observando la Figura 6 se nota que, en las armaduras menos activas, protegidas con los revestimientos 1, 2, 4 y 5, a I_{cat} se mostró mayor que la I_{corr} . Esto significa que en las armaduras revestidas con *primers* de mayor efecto barrera, las reacciones de solución anódica son controladas, en cuanto que, en las regiones catódicas de esas armaduras, debido a la introducción de un potencial de -750 mV (ECS) y la presencia de un poco de oxígeno disuelto en las proximidades de las armaduras, las reacciones de reducción del oxígeno terminan ocurriendo. Las armaduras protegidas con el mortero de referencia y el revestimiento 3, después de un año de exposición a los cloruros, presentaron valores de I_{corr} indicativos de que estaba en proceso de corrosión. En este caso, los elevados valores de I_{cat} registrados pueden indicar que estaba ocurriendo, también, la reducción de los óxidos de hierro presentes en la superficie de esas armaduras. La Figura 6 aún muestra que existen grandes diferencias entre los revestimientos estudiados en lo que se refiere a sus características de permeabilidad al oxígeno. Los revestimientos 1, 2 y 4, representan sistemas de protección por barrera y se mostraron menos permeables al oxígeno que los demás en las condiciones ensayadas. Las evaluaciones referentes a porosidad y conectividad de los poros mostradas en la Tabla 4 corroboran y contribuyen en el entendimiento de los menores valores obtenidos de $D_{ap}(O_2)$, principalmente en cuanto al revestimiento 4 de base epóxi.

Los valores encontrados para el flujo y coeficiente de difusión, relativos al revestimiento de referencia (mortero de cemento y arena), fueron en el mismo orden de altos que los encontrados por otros autores, según puede ser observado en la Tabla 6.

Tabla 6. Valores de $D_{ap}(O_2)$ para mortero obtenidos por diversos autores.

Autor	$D_{ap}(O_2)$ (cm ² /s)
Gjorv et al (1986)	$1,3 \times 10^{-6}$ a $3,4 \times 10^{-6}$ *
Andrade et al (1990)	$2,44 \times 10^{-6}$ **
Kobayashi et al (1991)	084×10^{-6}
Hansson (1993)	$2,36 \times 10^{-6}$ **
Figueiredo (1994)	$2,07 \times 10^{-6}$

- * varía en función del recubrimiento
- ** calculado a partir de los datos de los dos autores

El área utilizada para el cálculo del $D_{ap}(O_2)$, presentado en la Tabla 5, fue de $5,6 \text{ cm}^2$, es decir, el área total en estudio. Es importante destacar, no obstante, que eso puede no ser correcto, una vez que el efecto barrera, ejercido por algunos revestimientos, reduce el área que efectivamente está en contacto con el electrolito, disminuyendo, así el área donde sería posible ocurrir la reducción del oxígeno sobre la armadura. Cuando existen situaciones idénticas (mismo tipo de metal, misma polarización impuesta (-750 mV, ECS), mismo medio circundante (mortero de referencia) y mismas condiciones ambientales) para todas las probetas, se espera que el coeficiente de difusión de oxígeno calculado sea siempre el mismo. Las diferencias encontradas, por lo tanto, son probablemente debidas a las diferencias de áreas donde ocurre la reducción del oxígeno, que a su vez, dependen de mayor o menor efecto barrera ejercido por cada revestimiento. Basándose en lo expuesto, se puede deducir una ecuación que puede ser aplicada para calcular las áreas efectivas de reducción del oxígeno comparativas con la referencia.

$$D_{\text{refer}} = D_{\text{primer x}}(O_2) \quad \text{(Ecuación 4)}$$

$$\frac{D_{\text{refer}}(O_2)}{A_{\text{refer}} * C_0} = \frac{J_{\text{primer x}}(O_2)}{A_{\text{primer x}} * C_0} \quad \text{(Ecuación 5)}$$

$$\frac{J_{\text{refer}}(O_2)}{A_{\text{refer}}} = \frac{J_{\text{primer x}}(O_2)}{A_{\text{primer x}}} \quad \text{(Ecuación 6)}$$

onde:

$D_{\text{refer}}(O_2)$ → coeficiente de difusión de oxígeno del revestimiento de referencia

A_{refer} → área de referencia de estudio ($5,6 \text{ cm}^2$);

$D_{\text{rev x}}(O_2)$ → coeficiente de difusión de oxígeno del revestimiento estudiado;

$A_{\text{rev x}}$ → área efectiva de reducción del oxígeno referente al revestimiento estudiado, en cm^2 .

J_{refer} → flujo de oxígeno del revestimiento de referencia, en mol/s;

$J_{\text{rev x}}$ → flujo de oxígeno do revestimiento estudiado, en mol/s.

La Tabla 7 presenta los valores de área efectiva (A_{rev}) para cada revestimiento estudiado, utilizando los valores de $J(O_2)$ presentados en la Tabla 6 y aplicando la Ecuación 6.

Tabla 7. Valores de área efectiva calculados.

Rev.	Refer.	Rev. 1	Rev. 2	Rev. 3	Rev. 4	Rev. 5
$A_{\text{rev}} (\text{cm}^2)$	5,6	0,03	1,24	23,13	0,01	2,49

Los valores presentados en la Tabla 7 indican que, con excepción del revestimiento 3, todos los demás ejercieron al momento de la medición del I_{cat} , el efecto de barrera superior al del mortero

de referencia. El alto valor obtenido para el área efectiva del revestimiento 3 probablemente se debe al registro de la reducción de oxígeno sobre la superficie de las partículas de zinc presentes En ese revestimiento. Debido a la corrosión del zinc, tanto el I_{CORR} como el I_{cat} muestran valores superiores a la referencia, pues las reacciones de oxidación anódica y reducción catódica se dan en la superficie de la armadura y de las partículas de zinc. En este caso el revestimiento 3, estaría ejerciendo un mecanismo de protección catódica y no por barrera.

Los valores de $J(O_2)$ y $D_{ap}(O_2)$, presentados en la Figura 6, así como los valores de A_{REV} , mostrados en la Tabla 7, indican que el revestimiento 4 (revestimiento polimérico de base epóxi) representó la mayor barrera a la difusión del oxígeno.

A medida que el tiempo de ensayo transcurre, el revestimiento puede deteriorarse. De esa forma, el cálculo de área efectiva de contacto entre el electrolito y la armadura (A_{REV}) puede ser usado como parámetro para acompañar la evolución del deterioro del revestimiento con el tiempo, en caso de que el área obtenida aumente a cada ensayo.

4. CONSIDERACIONES FINALES

Los revestimientos pueden proteger la armadura por pasivación, inhibición, protección catódica y barrera, formando una barrera al acceso de los agentes agresivos responsables por la iniciación y propagación de la corrosión. No obstante, difícilmente un revestimiento protege a la armadura, a lo largo del tiempo, a través de un único mecanismo. En este trabajo se constató la mayoría de los revestimientos estaban formando efecto barrero superior al mortero referencia.

Los resultados obtenidos, con la técnica utilizada en este trabajo, muestran que existen grandes diferencias entre los revestimientos en lo que respecta a sus características de permeabilidad al oxígeno, siendo que, los que representan sistemas de protección por barrera se muestran en las condiciones ensayadas, menos permeables al oxígeno.

El valor del coeficiente de difusión de oxígeno obtenido en este trabajo para el revestimiento de referencia (mortero de cemento y arena), están de acuerdo con los resultados de otros investigadores, lo que demuestra la viabilidad de la metodología usada para medir la difusión del oxígeno.

La técnica electroquímica utilizada en este trabajo aún permite acompañar el desempeño del revestimiento con el tiempo, observando si se ha deteriorado el revestimiento o no a través del monitoreo del área efectiva de reducción de oxígeno (A_{REV}) sobre la armadura.

5. REFERENCIAS

- ASTM International. (1999). *ASTM G1-90(1999)e1 Standard Practice for Preparing, Cleaning, and Evaluating Corrosion Test Specimens*. Retrieved from <https://doi.org/10.1520/G0001-90R99E01>
- Andrade, C.; Alonso, C.; Garcia, M. (1990), *Oxygen Availability in the Corrosion of Reinforcements*. *Advances in Cement Research*, v. 3, n. 11, pp. 127-132. <https://doi.org/10.1680/adcr.1990.3.11.127>
- Andrade, C.; Gonzalez, J. A. (1978), *Quantitative measurements of corrosion rate of reinforcing steels embedded in concrete using polarization resistance measurements*. *Werkstoffe und Korrosion*. V. 29, p. 515-519. <https://doi.org/10.1002/maco.19780290804>
- Castellote, M.; Alonso, C.; Andrade, C.; Chadbourn, G. A.; Page, C. L. (2001), *Oxygen and chloride diffusion in cement pastes as a validation of chloride diffusion coefficients obtained by steady-state migration tests*. Elsevier, *Cement and Concrete Research*. Volumen 31, Issue 4, April 2001, Pages 621-625. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(01\)00469-0](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(01)00469-0)

- Figueiredo, E. J. P. (1994) *Evaluación do Desempeño de Revestimientos para Protección da Armadura Contra a Corrosión A través de Técnicas Eletroquímicas: Contribuição ao Estudo de Reparação de Estruturas de Concreto Armado*. Son Paulo, EPUSP, \Tese de Doutorado\, 423p.
- Francinete, P. J; Figueiredo, E. J. P. (1999), *Estudo da Difusão de Oxígeno no Concreto*. Son Paulo. EPUSP, BT/PCC/238, ISSN 0103-9830, 22p.
- Gjørv, O.; Vennesland, O.; El-Basaidy, A. H. S. (1986), *Diffusion of De esolved Oxygen through Concrete*. Materials Performance, v. 25, pp. 39-44.
- Hansson, C. M. (1993), *Oxygen Diffusion Through Portland Cement Mortars*, Corrosion Science, vol. 35, n. 5-8, pp. 1551 – 1556. [https://doi.org/10.1016/0010-938X\(93\)90383-R](https://doi.org/10.1016/0010-938X(93)90383-R)
- Helene, P. R. L. (1993), *Contribuição ao Estudo da Corrosión em Armaduras de Concreto Armado*. Son Paulo, CPGECC/EPUSP, \Tese de Livre Docencia\.
- Kobayashi, K.; Shutton, K. (1991), *Oxygen Diffusivity of Various Materials*. Cement and Concrete Research, vol. 21, n° 2-3, pp. 273 – 284. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(91\)90009-7](https://doi.org/10.1016/0008-8846(91)90009-7)
- McCafferty, E. (2010), *Kinetics of Corrosion*. In: Introduction to Corrosion Science. Springer, New York, NY. <https://doi.org/10.1007/978-1-4419-0455-3>
- Page, C.; Lambert, P. (1987), *Kinetics of Oxygen Diffusion in Hardened Cement Pastes*. Journal of Materials Science, v. 22, pp. 942-946.
- Stern, M.; Geary, A. L. (1957), *Electrochemical Polarization. A theoretical Analysis of the Sharp of Polarization Curves*. Journal Electrochemical Society, Vol. 104, n° 1, pp 56-63.
- Tuutti, K. (1982), *Corrosion of steel in concrete*. Sweden: CBI, 468 p.

Limitaciones de la velocidad de absorción capilar y la permeabilidad al agua para la estimación de la velocidad de penetración de cloruro en hormigón respecto a la consecución del diseño prescriptivo para durabilidad en ambiente marino

Y. A. Villagrán Zaccardi^{1, 2} * , M. E. Sosa¹ , Á. A. Di Maio¹ 

*Autor de Contacto: yuryvillagran@gmail.com

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i3.302>

Recepción: 13/03/2018 | Aceptación: 18/07/2018 | Publicación: 31/08/2018

RESUMEN

Este artículo presenta un análisis de datos experimentales de hormigón convencional respecto a la velocidad de absorción capilar y la penetración de agua a presión comparando estos parámetros con la velocidad de difusión de cloruro determinada en el laboratorio y en ambiente marino real. Las prescripciones para el aseguramiento de la durabilidad de estructuras de hormigón armado están basadas en la caracterización cualitativa de las propiedades de transporte. Para el caso específico del ambiente marino, se requiere evaluar la resistencia del hormigón al ingreso de cloruro. Los resultados muestran las limitaciones de ambos parámetros como índices prescriptivos, con la velocidad de absorción capilar mostrando algunas ventajas sobre la penetración del agua bajo presión.

Palabras clave: absorción capilar; penetración de agua; cloruro; durabilidad; diseño prescriptivo.

Citar como: Y. A. Villagrán Zaccardi, M. E. Sosa, Á. A. Di Maio (2018), “Limitaciones de la velocidad de absorción capilar y la permeabilidad al agua para la estimación de la velocidad de penetración de cloruro en hormigón respecto a la consecución del diseño prescriptivo para durabilidad en ambiente marino”, Revista ALCONPAT, 8 (3), pp. 301-316, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i3.302>

¹ LEMIT - Laboratorio de Entrenamiento Multidisciplinario para la Investigación Tecnológica - 52 entre 121 y 122 - 1900 - La Plata - Provincia de Buenos Aires

² CONICET - Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas, Godoy Cruz 2290, Buenos Aires.

Información Legal

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

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

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

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

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el segundo número del año 2019 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del primer número del año 2019.

Limitations of sorptivity and water permeability for the estimation of the chloride penetration rate in concrete regarding the accomplishment of prescriptive design for durability in the marine environment

ABSTRACT

This paper presents an analysis of experimental data from conventional concrete regarding sorptivity and penetrability under pressure comparing these parameters to chloride diffusion rate determined in the laboratory and in actual marine environment. Prescriptions for durability assurance of reinforced concrete structures is based on the qualitative characterization of transport properties. For the specific case of the marine environment, it is required to assess the resistance of concrete to chloride ingress. The results show the limitations of both parameters as prescriptive indexes, with capillary absorption rate showing some advantages over water penetration under pressure.

Keywords: capillary absorption; water penetration; chloride; durability; prescriptive design.

Limitações da taxa de absorção capilar e da permeabilidade água para a estimativa da taxa de penetração de cloreto em concreto em relação à realização do design prescritivo para durabilidade em ambiente marinho

RESUMO

Este artigo apresenta uma análise de dados experimentais de concreto convencional em relação à velocidade de absorção capilar e à penetração de água sob pressão para comparar estes parâmetros com a velocidade de difusão de cloretos determinada no laboratório e no ambiente marinho real. Os requisitos para a garantia da durabilidade das estruturas de concreto armado baseiam-se na caracterização qualitativa das propriedades de transporte. Para o caso específico do meio marinho, é necessário avaliar a resistência do concreto à ingestão de cloreto. Os resultados mostram as limitações de ambos parâmetros como índices prescritivos, com a velocidade de absorção capilar apresentando algumas vantagens sobre a penetração de água sob pressão.

Palavras chave: absorção capilar; penetração de água; cloreto; durabilidade; desenho prescritivo

1. INTRODUCCIÓN

La mayoría de los mecanismos de deterioro del hormigón están relacionados con el desempeño del hormigón de recubrimiento. Esta capa de hormigón es responsable de la durabilidad de la estructura en la medida en que proporciona protección física y química a la armadura contra sustancias agresivas externas. Los métodos de diseño para la durabilidad analizan las características de este recubrimiento de hormigón para evaluar una determinada vida útil.

La vida útil de una estructura con respecto a la degradación de los componentes se puede explicar aplicando el modelo propuesto por Tuutti (Tuutti, 1982). La vida útil estipulada es el período durante el cual se deben cumplir los requisitos de servicio, con un nivel superior al mínimo aceptable en cuanto a seguridad, comodidad y estética. Para esto, se deben considerar las condiciones de exposición a las que estará expuesta la estructura. En general, la reglamentación considera periodos de vida de servicio estipulados de 50 o 100 años, siempre que se controle la fisuración y el hormigón se coloque, compacte y cure adecuadamente. Se definen los requisitos mínimos para las propiedades y la profundidad del hormigón de recubrimiento. Este enfoque prescriptivo es ampliamente aceptado, pero es limitado con respecto a la precisión de la vida útil proyectada (Rostam, 2000). La clasificación general de los ambientes y los parámetros objetivo

impiden considerar todos los factores intermedios. Estos parámetros a menudo son restringidos cualitativamente, o se establece una cuantificación indeterminada para ellos (Anoop et al., 2002), y la vida real de servicio no se puede estimar con precisión. La corrosión de armaduras es uno de los procesos de deterioro más investigados respecto a la durabilidad de las estructuras de hormigón armado.

El modelo de Tuutti divide el proceso de corrosión en dos períodos de desarrollo que cubren la vida útil del servicio (Tuutti, 1982): iniciación y propagación. Durante el período de iniciación, se desarrolla la incubación de las condiciones necesarias para el comienzo de la degradación. Durante el período de propagación, la situación empeora progresivamente con un nivel de desempeño más y más bajo hasta el momento en que el grado de deterioro de la estructura es tal que no cumple con las condiciones mínimas de servicio requeridas. En general, el tiempo requerido para la despasivación de la armadura se concibe como el período de iniciación, mientras que la fisuración y los desprendimientos se conciben dentro del período de propagación (Tuutti, 1982; DURAR, 1997; Rostam, 2000).

Los factores que influyen en el período de iniciación en medio marino se clasifican en internos y externos. Los factores internos se relacionan principalmente con las características del hormigón de recubrimiento. Entre estos factores, los más importantes son los que determinan la resistencia del material al ingreso de cloruro: porosidad de la matriz (Colleparidi et al., 1970; Monosi et al., 1989) (determinado por la relación a/c, grado de compactación, curado), contenido y tipo de cemento (Colleparidi et al., 1970; Glass y Buenfeld, 2000), porosidad de la zona de transición interfacial (Delagrave et al., 1997a) y porosidad del agregado (Fernández Luco, 2001). La agresividad del entorno define factores externos (Sandberg et al., 1998; Traversa, 2001; Andrade et al., 2002; Traversa y Di Maio, 2002; Di Maio y otros, 2004), caracterizados por la temperatura y humedad relativa promedio, incidencia de vientos, lluvia, distancia y altura con respecto al nivel del mar. Finalmente, se debe considerar la presencia de capas superficiales protectoras en la estructura (pintura o acabado) ya que reducen el nivel de exposición (Di Maio et al., 2000). Todos estos factores determinan el tiempo requerido para que los cloruros alcancen a la armadura.

El ingreso de cloruro en el hormigón armado conduce a la formación de picaduras en la armadura. Cuando se alcanza el contenido umbral de cloruro en la superficie de la armadura, el acero se despasiva y comienza a corroerse si hay disponibilidad de oxígeno y humedad. Por lo tanto, el hormigón de recubrimiento debe evitar esta situación el mayor tiempo posible. Sus propiedades de transporte definen el tiempo requerido para que comience la corrosión. La menor velocidad de transporte de cloruros a través del hormigón de recubrimiento permitirá una mayor vida útil de la estructura.

La resistencia del hormigón de recubrimiento al ingreso de cloruro se define generalmente por el coeficiente de difusión aparente (Colleparidi et al., 1970), D_{ap} , que establece la mayor o menor velocidad a la que los iones entran en el hormigón. El diseño basado en el desempeño aplica este coeficiente para calcular una cierta vida útil de la estructura para una cierta profundidad de recubrimiento. Sin embargo, D_{ap} generalmente no es incluido explícitamente en la reglamentación de la construcción como un parámetro de diseño para el hormigón, ya que su medición requiere mucho tiempo. Persisten algunas incertidumbres con respecto a la aplicación de coeficientes de difusión para la predicción de la vida útil, ya que las condiciones reales de exposición son muy difíciles de simular en ensayos de corta duración, particularmente para considerar la dependencia de la difusividad aparente de la concentración superficial del cloruro (Andrade et al. 2000). En consecuencia, los ingenieros de diseño muestran renuencia a utilizar modelos complejos para predecir la entrada de cloruro en el hormigón, y son poco propensos a introducirlos en Códigos o Normas (Andrade et al., 2013). En cambio, la correlación entre la difusividad del cloruro con otras propiedades del hormigón se considera frecuentemente para el diseño. Este enfoque es la base del diseño prescriptivo.

Los criterios prescriptivos son básicamente valores máximos o mínimos que satisfacer para diferentes propiedades de hormigón. Estas propiedades pueden incluir a la resistencia del hormigón, la relación agua/ligante, la absorción de agua, la tasa de absorción capilar, la penetración de agua bajo presión, el contenido y tipo de cemento. Todos estos factores se informan como los principales parámetros de control para la durabilidad, y sobre esta base, se establecen límites a partir de valores de referencia que han demostrado proporcionar durabilidad del hormigón armado a largo plazo cuando es expuesto a cloruros en el laboratorio o en servicio.

Por razones prácticas, los criterios prescriptivos se incluyen ampliamente en las reglamentaciones para estructuras de hormigón armado durable. Las directrices sobre la durabilidad del hormigón armado en el medio marino se incluyen en las reglamentaciones (BS EN 206, 2013; ACI 201.2R, 2016; CIRSOC 201, 2005), donde los criterios prescriptivos se establecen generalmente para garantizar una vida útil de 50 años. Primero, el tipo de exposición al cloruro debe definirse y clasificarse de acuerdo con el nivel de agresividad. Luego, se requieren las características correspondientes para el hormigón de recubrimiento. Este tipo de límites son fáciles y confiables cuando son examinados. Sin embargo, el diseño prescriptivo para la durabilidad no permite inferir la vida útil en servicio real. Las regulaciones modernas están incluyendo progresivamente los criterios de diseño basados en el desempeño, pero se requiere un gran esfuerzo en este sentido debido al extenso trabajo experimental requerido para la validación de los modelos.

Este artículo informa las comparaciones entre el coeficiente de difusión de cloruro en condiciones saturadas e insaturadas y las propiedades tecnológicas tales como la relación a/c , la resistencia a la compresión, la absorción capilar y la penetración del agua bajo presión. Los principales aspectos de conexión y desconexión de estas comparaciones se analizan en función de los resultados experimentales.

2. DISEÑO PRESCRIPTIVO PARA DURABILIDAD EN EL AMBIENTE MARINO

2.1. Relación agua/material cementíceos

La porosidad capilar de la matriz cementícea es una función de la a/mc , dados ciertos grados de hidratación y compactación. Durante el período de iniciación, la disponibilidad de porosidad conectada que permite el transporte de humedad y iones es esencial para el desarrollo del proceso de deterioro. La limitación a una relación a/mc máxima conduce a una disminución en el volumen de porosidad capilar en el hormigón. Esta relación a/mc reducida se debe complementar con un tratamiento de curado adecuado que permita un avance suficiente de la hidratación del cemento, así como una compactación eficiente que elimine los macroporos.

La influencia de a/mc en la difusividad del cloruro del hormigón ha sido ampliamente investigada (ACI 222, 2003). Sin embargo, su utilidad como parámetro prescriptivo no puede sustentarse solo con la confirmación de la incidencia. JSCE propone una relación potencial entre a/mc y difusividad en el hormigón (Song et al., 2008), pero, como se dijo, otros parámetros interrelacionados que afectan causan una desviación significativa de esta relación. Por lo tanto, las propiedades del hormigón significativamente relacionadas con la relación a/mc generalmente se prescriben. Esto también se debe a las dificultades para controlar la relación a/mc en obra, ya que no hay un método experimental confiable disponible.

Con respecto a la corrosión activa de la armadura, el flujo de oxígeno a través del hormigón también es una función de la reducción de a/mc (ACI 222, 2003). Tanto la difusión de cloruro como la de oxígeno están conectadas con la relación entre la permeabilidad y a/mc .

2.2. Contenido de cemento

El contenido de cemento es determinante de la durabilidad en el ambiente marino en varios aspectos. Primero, para un cierto valor de a/mc , más cemento significa un mayor volumen de pasta en el hormigón. El uso de aditivos reductores de agua puede contribuir a reducir el contenido de cemento en el hormigón. La reducción del contenido de pasta en el hormigón es potencialmente un efecto beneficioso, ya que los agregados suelen ser menos porosos que la matriz y el aumento de su contenido ayuda a reducir las propiedades de transporte del hormigón siempre que se aplique una compactación adecuada.

Por el contrario, el C_3A contenido en el cemento es el mayor contribuyente a la capacidad de fijación del cloruro en el hormigón, y esta característica depende del tipo y contenido del cemento (Andrade, 1993; Delagrave et al., 1997b). La fijación de cloruro es un proceso de retraso del ingreso de cloruro, y la vida útil aumenta cuando se intensifica la fijación de cloruro. Entonces, aumentar el contenido de cemento en hormigón significa aumentar la capacidad de fijación de cloruro.

Los materiales cementíceos suplementarios contenidos en el cemento afectan la durabilidad en el ambiente marino por dos efectos opuestos, dilución y acción puzolánica. Estos efectos no son tan marcados en los resultados de los métodos de ensayo acelerados, sino que se verifican más extensamente con el tiempo. Por esta razón, algunos procedimientos intentan considerar la reactividad tardía de los materiales cementantes suplementarios. En cualquier caso, se producen cambios significativos con el tiempo según el tipo de cemento.

2.3. Resistencia a compresión

Como se dijo, la relación a/mc es el parámetro más importante con respecto a las propiedades de transporte del hormigón. Esta herramienta de diseño es difícil de controlar en obra. Entonces, su relación con la resistencia a la compresión, que ha sido probada y explicada ampliamente sobre la base de la conformación de la estructura de poro, se utiliza para el diseño. Esta relación directa es la más desarrollada en el campo de la tecnología del hormigón. Por lo tanto, se dispone de una base sólida para el uso de la resistencia a la compresión como parámetro de evaluación para prácticamente cualquier otra propiedad del hormigón, incluida la difusividad de cloruro. Como se esperaba, la difusividad en estado saturado disminuye consistentemente con el aumento de la resistencia a la compresión, y se han determinado relaciones empíricas simples entre la resistencia a la compresión a los 28 días y la difusividad del hormigón por cloruro (Frederiksen et al., 1997). Estas relaciones probablemente se vean afectadas por el aire retenido. También se esperan diferencias causadas por el tipo de cemento y las prácticas para acelerar la ganancia de resistencia (tratamiento de curado, aditivos).

Sin embargo, el factor determinante para el uso de la resistencia a la compresión como parámetro de control es su practicidad, costo y universalidad. Entonces, es muy fácil de implementar e interpretar. La aplicación de este parámetro de control ha mostrado un grado de éxito muy variable, y esta es la razón para la aplicación de parámetros de control más completos para la durabilidad en el medio marino.

2.4. Absorción capilar

La tasa de absorción capilar de agua es uno de los mecanismos de transporte a través del cual el cloruro puede penetrar en el hormigón del entorno marino. Esta propiedad es un descriptor efectivo de la estructura de poro del hormigón. La absorción capilar se desarrolla en el hormigón no saturado, y puede transportar cloruro en el hormigón a medida que avanza el frente húmedo. Sin embargo, la difusión pura solo tiene lugar cuando no se produce flujo líquido, y en este sentido, es diferente de la absorción capilar. Los rangos de tamaño de poro que participan en ambos procesos y los procesos en sí son diferentes. A pesar de esto, en la literatura se presentan buenas correlaciones entre la sorptividad y la difusión del cloruro (Basheer, 2001; Kropp y Basheer, 2000). Estas relaciones dependen de los métodos de ensayo aplicados para la determinación de cada

Limitaciones de la velocidad de absorción capilar y la permeabilidad al agua
para la estimación de la velocidad de...

propiedad, que son muy sensibles al preacondicionamiento. En este sentido, se ha documentado una alta sensibilidad del valor obtenido para la absorción según las condiciones de ensayo y las proporciones de los constituyentes del hormigón (Taus, 2010; Bjevović et al., 2015). Además, debe tenerse especialmente en cuenta su contraste con la difusión de cloruro en condiciones no saturadas, ya que en este caso solo parte de la estructura de poro interviene en el proceso de transporte. La correlación directa entre la difusividad del cloruro y la sorptividad puede verse afectada por el grado de saturación del hormigón.

2.4. Permeabilidad

En el caso de estructuras sometidas a una diferencia de presión hidrostática, la permeabilidad es el parámetro que mejor representa la penetración de sustancias agresivas desde el entorno externo, por ejemplo, transporte de cloruro en estructuras de agua de mar. Además, se ha obtenido una alta resistencia a la penetración de cloruro para hormigón de baja permeabilidad en relación con la conectividad limitada de la estructura de poro (CCAA, 2009). Nuevamente, los procesos de penetración de agua bajo presión y difusión de cloruros son diferentes, especialmente considerando su correspondencia con el grado de saturación del hormigón.

3. MATERIALES Y METODOLOGÍA

Las mezclas de hormigón estudiadas fueron 28 en total con pastones múltiples para la mayoría de ellas, lo que hace un total de 73 pastones. Las proporciones de los hormigones estudiados corresponden a a/mc entre 0,39 y 0,61, con contenidos de cemento entre 425 y 250 kg/m³. Los tres tipos de cemento Portland utilizados fueron: Normal (OPC), con Caliza (LPC, que incorpora 17% de polvo calizo) y Compuesto (CPC, 17% y 12% de incorporación de polvo calizo y escoria, respectivamente). Como agregado grueso se usaron agregados de granito triturado con tamaños máximos de 19 y 25 mm. El agregado fino fue arena de río silíceo. Se usaron materiales con contenido insignificante de cloruro. El contenido de cloruro del hormigón proveniente de los constituyentes (IRAM 1857, 2000) fue en todos los casos inferior al 0,03%. Para más detalles sobre las proporciones de estos hormigones, puede consultarse (Violini et al., 2006; Taus et al., 2008; Villagrán Zaccardi, 2012).

Se realizaron pruebas para determinar el cumplimiento de las mezclas de hormigón con los parámetros prescriptivos. Estos incluyen resistencia a la compresión, medida en probetas cilíndricas de 15x30 cm de diámetro y altura, compactadas y ensayadas según IRAM 1524, 1546 y 1553, tasa de absorción capilar, determinada según IRAM 1871 (IRAM 1871, 2004), y la penetración de agua bajo presión de acuerdo a IRAM 1554 (IRAM 1554, 1983). Todos los especímenes se compactaron manualmente, se desmoldaron después de 24 horas de moldeados y se curaron en cámara húmeda (temperatura: 23 ± 2 ° C, HR > 95%) hasta la edad de 28 días.

La velocidad de transporte de cloruro se evaluó en muestras prismáticas de 7,5x15x25 cm³. Después del tratamiento de curado, estas muestras se impermeabilizaron con pintura de caucho clorado en todos los lados, excepto en la superficie de moldeo, desde la cual se permitió el ingreso de cloruro unidireccional. Las muestras se expusieron en un ambiente marino natural y se sumergieron en una solución de cloruro de sodio, con la cara de entrada configurada como el lado superior horizontal. Por lo tanto, fueron expuestos con la misma posición en la que fueron moldeados.

La exposición al ambiente marino natural se realizó en la ciudad de Mar del Plata, Argentina, aproximadamente a 50 metros de la costa y 5 m sobre el nivel medio del mar. El contacto directo entre las muestras y el agua de mar no se produjo en ningún momento durante la exposición, y la única fuente de cloruros fue el aerosol marino.

Las muestras expuestas en inmersión se saturaron primero durante 24 h en agua de cal saturada, y luego se sumergieron en solución de NaCl 30 g/l mantenida a 23 ± 5 °C hasta las mediciones del perfil.

Los perfiles de ingreso de cloruro se analizaron después de 12 meses de exposición para las muestras en el ambiente marino y después de 6 meses para las muestras en inmersión. Primero, los lados pintados se descartaron en un grosor aproximado de 1 cm. Luego, se realizaron cortes paralelos a la cara de ingreso, obteniendo cortes progresivos de aproximadamente 5 mm. Las profundidades promedio de la superficie de ingreso se midieron para cada sector. Todos los cortes se hicieron en seco con un disco diamantado. Posteriormente, las rodajas se pulverizaron, y los contenidos de cloruro soluble en ácido se determinaron de acuerdo con IRAM 1857, método C (IRAM 1857, 2000).

Se realizaron regresiones de datos a la solución más común de la segunda ley de Fick, la ecuación (1), y se determinaron los valores para D_{ap} . En los casos en que se detectó un comportamiento no Fickiano, se siguió el procedimiento indicado en (Andrade et al., 2015).

$$C_{(x,t)} = C_s \left(1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{D_{ap} \cdot t}} \right) \right) \quad (1)$$

donde $C_{(x,t)}$ es el contenido de cloruro a profundidad x , en el tiempo t , erf es la función de error, C_s es el contenido de cloruro de superficie aparente en el tiempo t , y D_{ap} es la difusividad aparente no estacionaria.

4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

La penetración de cloruro es conducida por el gradiente de concentración entre la superficie y el interior del hormigón. En consecuencia, los contenidos de cloruro que penetraron en el hormigón en inmersión fueron hasta tres veces superiores a los determinados en el hormigón en la exposición atmosférica marina. Además, a diferencia de la penetración bajo exposición atmosférica, en hormigón saturado, toda la porosidad está ocupada por solución de poro, que constituye el medio a través del cual entra el cloruro. Entonces, una penetración más rápida en hormigón saturado que en insaturado es obvia. El contenido de la solución de poros definirá principalmente la correlación entre las tasas de penetración en especímenes sumergidos y expuestos al entorno marino. Este contenido no permanece constante en especímenes bajo exposición atmosférica, ya que está influenciado por las condiciones climáticas, especialmente en la zona más externa. Por lo tanto, la comparación debe tomar nota de que ambos mecanismos de ingreso no son totalmente equivalentes y el contraste es meramente empírico. Además, en un ambiente marino con diferentes condiciones climáticas como el considerado en este estudio, un equilibrio higroscópico diferente con el ambiente de hormigón dará como resultado un contenido diferente de solución de poro y diferentes ciclos de humedecimiento y secado.

De los perfiles de penetración, la comparación directa entre los valores calculados para la difusividad en especímenes expuestos en el entorno marino natural (D_{atm}) e inmersión (D_{inn}), se muestra en la Figura 1. Se nota una tendencia notable con poco impacto del tipo de cemento. Para velocidades de penetración bajas, se revelan mayores incrementos para D_{atm} que para D_{inn} . Esta relación parece revertirse sobre un cierto valor, y para altas tasas de penetración, se notan incrementos más pequeños para D_{atm} que para D_{inn} . Esto puede explicarse por el concepto mencionado anteriormente. La distribución del tamaño de poro y la porosidad total están conectadas. Las bajas difusividades corresponden a mezclas de hormigón con baja porosidad. En estos casos, el líquido de poro permanece en un volumen relativamente mayor de pequeños poros

de hormigón bajo exposición atmosférica. A medida que aumenta la porosidad, los poros más grandes contribuyen a la penetración de cloruro cuando el hormigón está en inmersión, pero no permanecen saturados en el hormigón en condiciones atmosféricas. Esto es, los cambios en la difusividad se relacionan más directamente con el cambio en el volumen total de poro cuando el hormigón está saturado, ya que toda la porosidad contribuye al mecanismo de transporte. Por el contrario, solo los poros más finos contribuyen al transporte en hormigón insaturado, y D_{atm} no continúa aumentando a la misma velocidad con un volumen creciente de macroporos (Saetta et al., 1993; Climent et al., 2002; Nielsen y Geiker, 2003; Zhang y Zhang, 2014).

La Figura 2 muestra D_{atm} y D_{imm} en comparación con a/mc . A pesar de la capacidad de fijación del cloruro potencialmente diferente, no se pueden establecer diferencias estadísticamente significativas entre los diferentes tipos de cemento. La influencia de a/mc encubre mucho cualquier diferencia.

Como se esperaba, el aumento de los valores de difusividad se obtiene al aumentar a/mc . Sin embargo, se obtuvieron variaciones significativas dentro de cada a/mc . La influencia de las otras variables (grado de hidratación, tamaño máximo del agregado y contenido de cemento) es la razón principal de esto. Es particularmente importante observar que la suma de estas influencias puede dar como resultado un grado de impacto similar a la variación de la relación a/mc , especialmente para las difusividades determinadas en la condición insaturada.

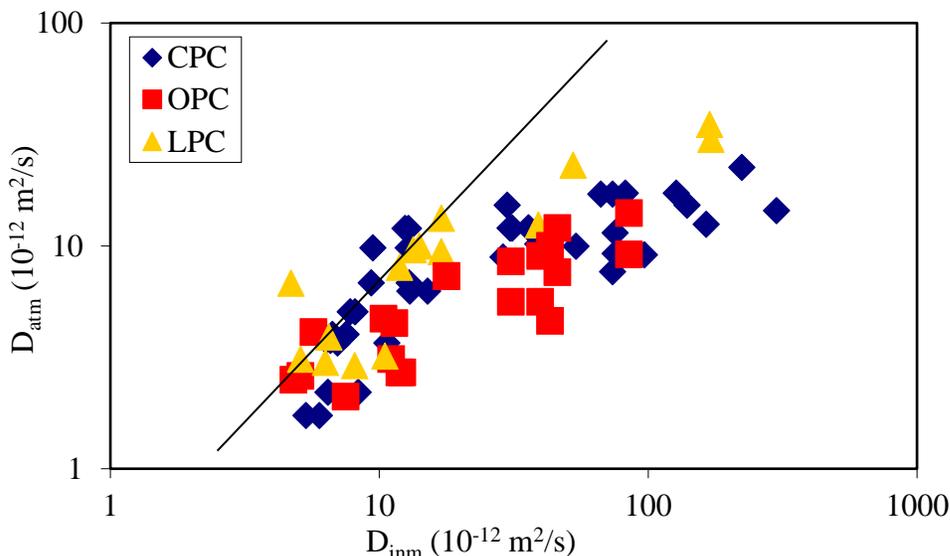


Figura 1. D_{imm} versus D_{atm} .

La diferenciación entre los valores de difusividad en inmersión y atmosférica es más pronunciada con una mayor a/mc (D_{imm} aumenta mucho más que D_{atm} con un aumento de a/mc). La porosidad del hormigón aumenta con a/cm , pero este aumento de la porosidad da como resultado más contenido de líquido de poro solo en el estado saturado. Los macroporos no afectan de la misma manera a las muestras expuestas a la atmósfera. En condiciones no saturadas, el volumen de líquido de poro se define por los poros capilares finos, donde se producirá más o menos condensación dependiendo de la humedad relativa. En este rango de tamaños de poro, a/cm tiene menos importancia con respecto a la fracción de volumen de los poros que participan en el proceso de transporte.

En este sentido, los parámetros de transporte de ingeniería, como la capacidad de absorción y la capacidad de penetración bajo presión, están relacionados con el volumen y la conectividad de la estructura de poro. Por lo tanto, están indirectamente conectados a la difusividad del cloruro en hormigón saturado (como se muestra más adelante en las Figuras 3, 5 y 6).

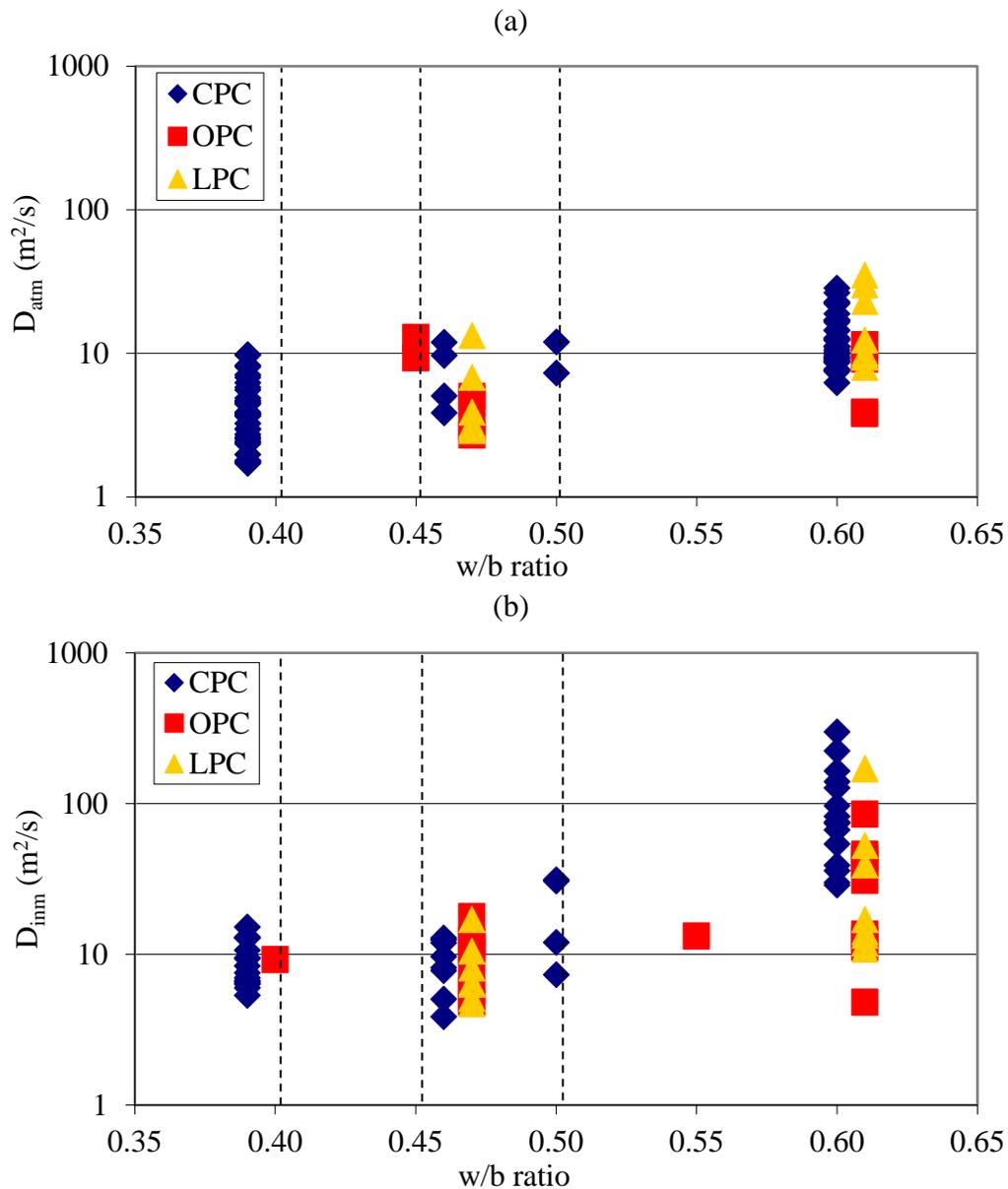


Figura 2. (a) D_{atm} y (b) D_{inm} , versus a/mc .

La Figura 3 muestra las comparaciones entre sorptividad y difusividad. De nuevo, la variación en sorptividad es más alta que la variación en D_{atm} . La variación en la tasa de absorción capilar está más directamente relacionada con D_{inm} . La variabilidad de sorptividad es mayor que la correspondiente a a/mc . Esto indica cuán inadecuado es la a/mc para definir la tasa de transporte en hormigón. Como en el caso de la difusividad, otros factores diferentes de la a/mc también están afectando la tasa de transporte, y estos se tienen en cuenta solo cuando se mide la propiedad de transporte en sí misma. La Fig. 2 muestra un número significativo de valores de conformidad por a/mc (generalmente se aceptan valores de 0,40, 0,45 y 0,50 dependiendo del ambiente y la consideración de hormigón armado o pretensado). Este número ciertamente se reduce cuando los límites se basan en un límite tolerable para la sorptividad. Debe mencionarse que la correspondencia entre la relación a/mc y la tasa de absorción capilar será ciertamente diferente en el hormigón hecho con aditivos reductores de agua, que permiten menor cantidad de agua de mezclado (y en consecuencia también menor volumen de pasta) para el mismo nivel de consistencia. En ese caso, se estima que la tasa de absorción capilar puede disminuir para el mismo valor a/mc .

Limitaciones de la velocidad de absorción capilar y la permeabilidad al agua para la estimación de la velocidad de...

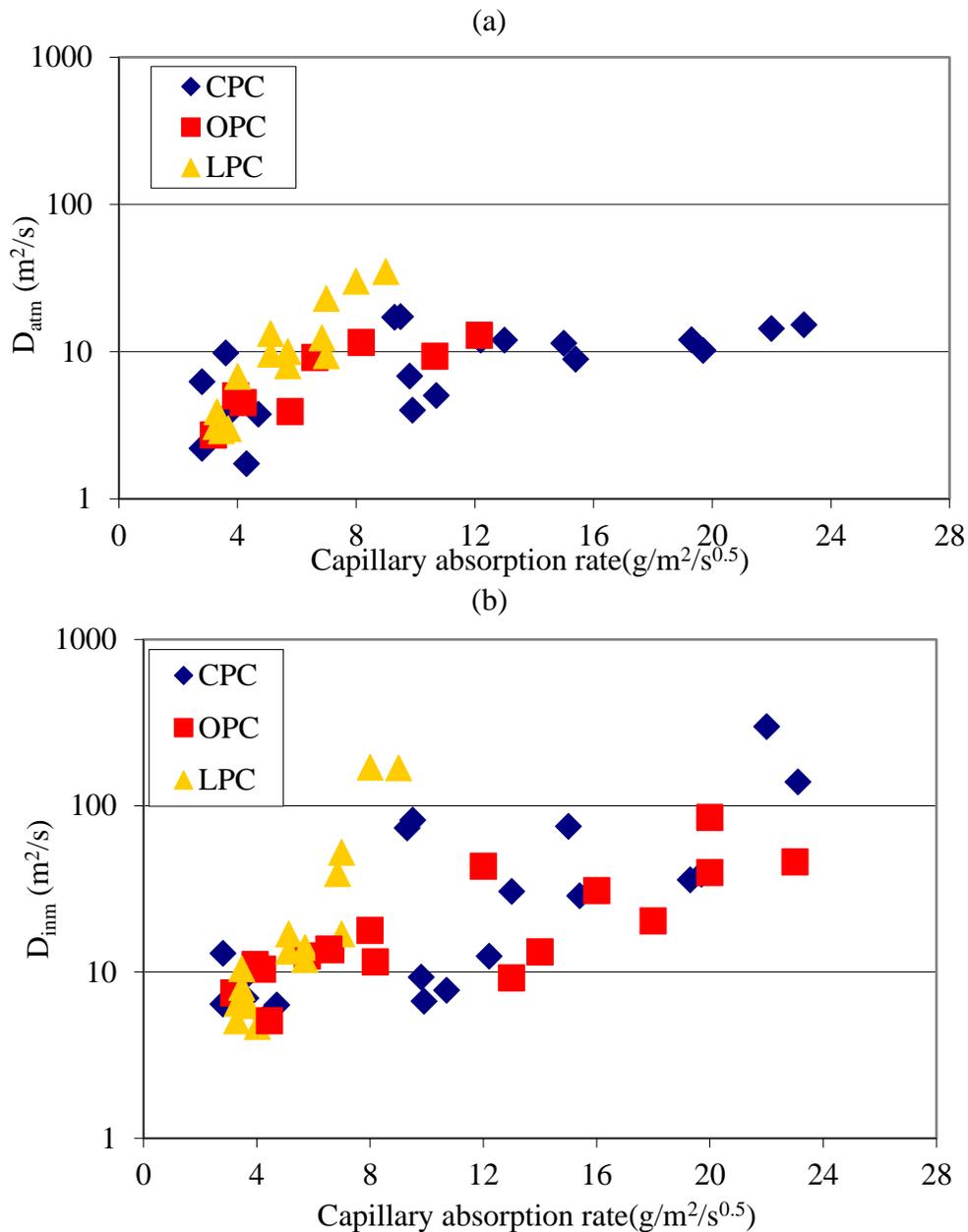


Figura 3. (a) D_{atm} y (b) D_{inm} versus sorptividad.

En la Figura 4, se presentan las comparaciones entre difusividades y resistencia a la compresión. Se obtiene una evolución inversa como consecuencia de las relaciones opuestas de ambas propiedades con la porosidad. Se observa una mayor dispersión para D_{inm} que para D_{atm} . El número de valores de conformidad según la resistencia es similar al de a/mc . Por lo tanto, la relación directa entre resistencia y a/mc permite un procedimiento de control confiable por parte del primero, para asegurar el cumplimiento del segundo. Este es un aspecto de necesidad práctica debido a la falta de métodos confiables para controlar experimentalmente la a/mc en hormigón fresco. Por otro lado, debe mencionarse que la resistencia del hormigón de recubrimiento en la estructura se verá muy afectada por el grado de compactación, que a su vez depende en gran medida de las prácticas de obra.

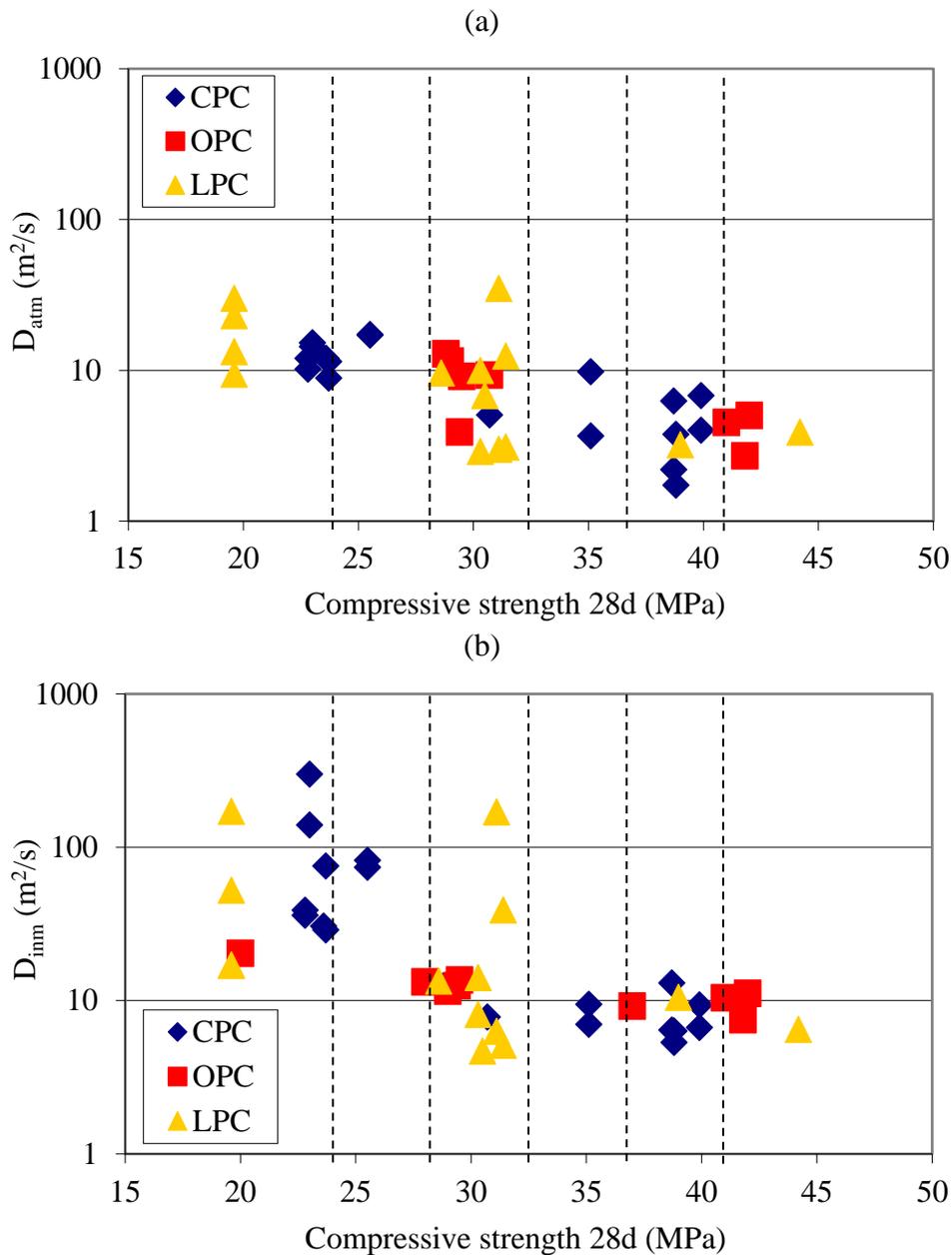


Figura 4. (a) D_{atm} y (b) D_{inm} versus resistencia a compresión.

La determinación experimental del índice de compactación del hormigón fresco es entonces recomendable para definir la sensibilidad del hormigón a la compactación y establecer un riesgo relativo indicativo para el nivel requerido de control durante la colocación del hormigón fresco. En la práctica, la falta de esta consideración comúnmente conduce a malos resultados con respecto a la durabilidad de la estructura.

En las Figuras 5 y 6, se presentan las comparaciones entre las difusividades y la penetración del agua bajo presión, media y máxima, respectivamente. La proporción de valores de conformidad muestra a la penetración del agua bajo presión como una propiedad menos exigente que la sorptividad.

El cumplimiento de las profundidades de penetración media y máxima del agua es equivalente. Son necesarios defectos de compactación en la muestra para obtener una diferencia significativa entre estos dos parámetros. La buena correspondencia de valores muestra que este no fue el caso para ninguno de los especímenes ensayados. Con esto en mente, se debe señalar el uso muy

limitado de la penetración máxima de agua bajo presión con respecto a la penetración de cloruros y otras propiedades de transporte del hormigón.

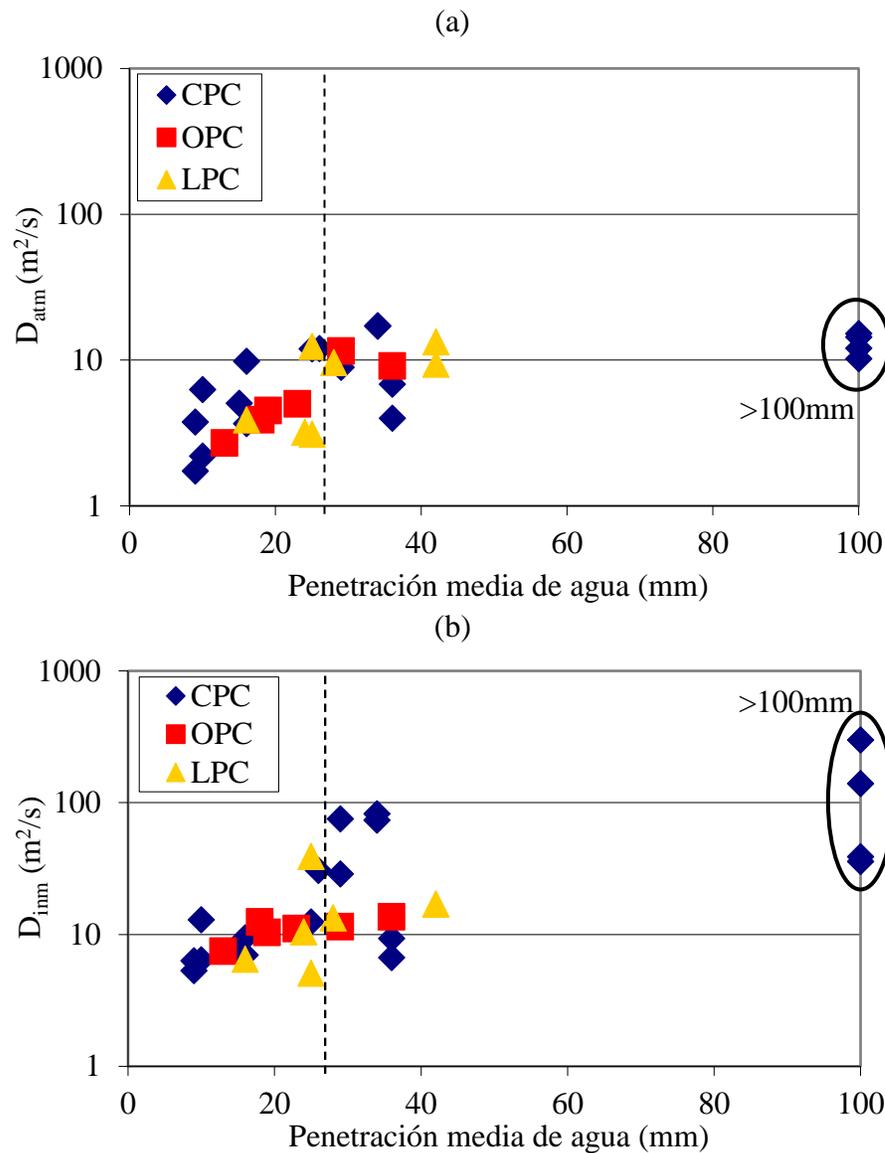


Figura 5. (a) D_{atm} y (b) D_{inm} vs. penetración media de agua bajo presión.

Entre los parámetros analizados, la sorptividad fue la que mostró la mejor correlación con la difusividad del cloruro. La resistencia a compresión, a/mc y la penetración de agua bajo presión le siguieron en ese orden. Esto es notable en el sentido de que la penetración del agua bajo presión puede ser erróneamente recomendada sobre la resistencia a la compresión para la estimación de la penetración del cloruro en el hormigón cuando solo se considera que las propiedades de transporte deberían estar mejor conectadas entre sí.

Sin embargo, todas las propiedades examinadas mostraron una mejor correlación con la difusividad del cloruro en la condición saturada. Para el hormigón no saturado, los macroporos no participan en el proceso de ingreso de cloruro, pero lo hacen en otros procesos como la absorción y penetración de agua. Por lo tanto, el hormigón insaturado con alto contenido de a/mc tiende a clasificarse como menos duradero en el ambiente marino cuando se prueba la sorptividad o la penetración de agua a presión que la tasa de ingreso de cloruro en sí. El grado de saturación del hormigón es un aspecto importante que siempre debe considerarse al respecto.

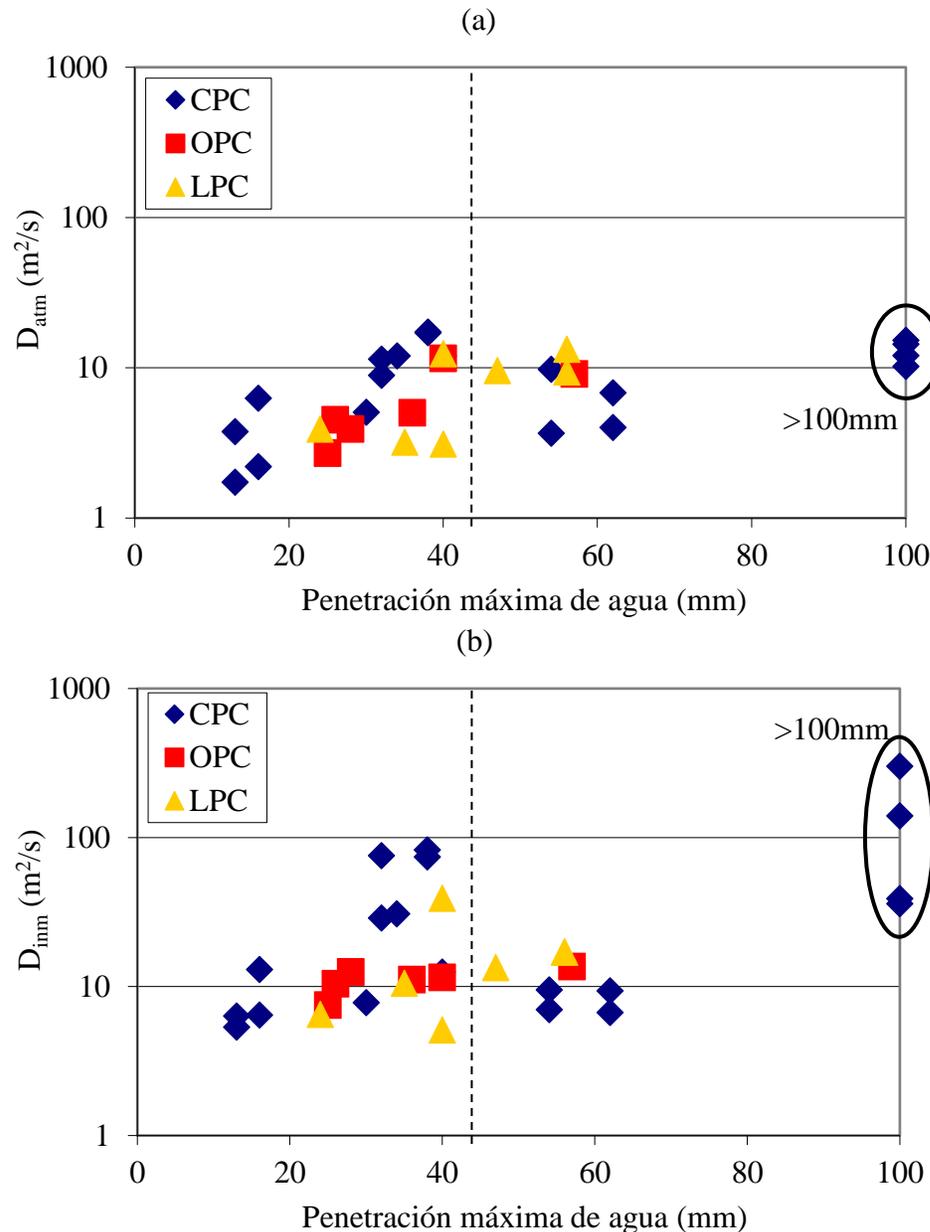


Figura 6. (a) D_{atm} y (b) D_{inm} vs penetración máxima de agua bajo presión.

5. CONCLUSIONES

La relación a/mc es el parámetro tecnológico más determinante de la tasa de ingreso de cloruro en el hormigón. Sin embargo, otros parámetros también afectan esta propiedad de transporte, como el grado de hidratación, el tamaño máximo de agregado, el grado de compactación y el contenido de cemento, y combinados, su efecto puede exceder al de la a/mc . Por lo tanto, la relación a/mc como parámetro de diseño para la durabilidad en el ambiente marino requiere la asistencia de prescripciones complementarias para las propiedades de transporte.

La tasa de absorción capilar demostró una correlación consistente con la tasa de difusión de cloruro en la condición saturada. Es conveniente ampliar la base de datos para esta correlación a fin de hacer predicciones confiables sobre esta base con aplicaciones en diseño prescriptivo. Sin embargo, la conexión entre sorptividad y la difusión de cloruro en hormigón insaturado es menos consistente, ya que el rango de tamaño de poro que participa en cada mecanismo de transporte es diferente.

Limitaciones de la velocidad de absorción capilar y la permeabilidad al agua para la estimación de la velocidad de...

La penetración de agua a presión mostró poca aplicación para el diseño de durabilidad con respecto a la penetración de cloruro en el hormigón. En este sentido, la resistencia a la compresión se considera más práctica y confiable para estimar el desempeño del hormigón en el ambiente marino. Por lo tanto, no se anticipa ningún valor agregado de penetración de agua bajo presión sobre la resistencia a la compresión. Se podría hacer una excepción para la penetración de cloruro en hormigón saturado, donde la tasa de penetración de cloruro puede anticiparse mejor por la penetración de agua máxima bajo presión que para el caso del hormigón insaturado.

Como resultado, los datos combinados de la tasa de absorción capilar y la resistencia a la compresión parecen funcionar bien como parámetros prescriptivos para la durabilidad en el entorno marino. En muchos casos, la determinación de la tasa de absorción capilar enfrenta algunos inconvenientes prácticos para su aplicación en obra, principalmente debido a su sensibilidad a las variables de prueba y el tiempo de prueba requerido. Los valores para los límites prescriptivos para la sorptividad todavía son una cuestión de estudio.

6. AGRADECIMIENTO

La Prof. Carmen Andrade es una gran inspiradora para los científicos e ingenieros que trabajan en la durabilidad del hormigón armado en todo el mundo. Ella ha buscado permanentemente métodos simples que sean prácticos y precisos para los ingenieros, y exactos y completos para los científicos. Realmente apreciamos los consejos y el apoyo que hemos recibido de ella a lo largo de los años.

7. REFERENCIAS

America Concrete Institute (2016), *"ACI 201.2R-16 Guide to Durable Concrete"*, Farmington Hills, USA, p. 84.

America Concrete Institute (2003), *"ACI 222.3R-03 Design and Construction Practices to Mitigate Corrosion of Reinforcement in Concrete Structures"*, Farmington Hills, USA, 29p.

Andrade, C. (1993), *"Calculation of chloride diffusion coefficients in concrete from ionic migration measurements"*, Cement and Concrete Research, Vol. 23, pp. 724-742.

[https://doi.org/10.1016/0008-8846\(93\)90023-3](https://doi.org/10.1016/0008-8846(93)90023-3)

Andrade, C., Castellote, M., Alonso, C., González, C. (2000) *"Non-steady-state chloride diffusion coefficients obtained from migration and natural diffusion tests. Part I: Comparison between several methods of calculation"*, Materials and Structures, Vol. 33, pp. 21-28.

<https://doi.org/10.1007/BF02481692>

Andrade, C., Alonso, C., Sarria, J. (2002) *"Corrosion rate evolution in concrete structures exposed to the atmosphere"*, Cement & Concrete Composites, Vol. 24, pp. 55-64.

[https://doi.org/10.1016/S0958-9465\(01\)00026-9](https://doi.org/10.1016/S0958-9465(01)00026-9)

Andrade C., Prieto, M., Tanner, P., Tavares, F., d'Andrea, R. (2013) *"Testing and modelling chloride penetration into concrete"*, Construction and Building Materials, Vol. 39, pp. 9–18.

<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.08.012>

Andrade, C., Climent, M. A., de Vera, G. (2015) *"Procedure for calculating the chloride diffusion coefficient and surface concentration from a profile having a maximum beyond the concrete surface"*, Materials and Structures, Vol. 48, pp. 863-869. <https://doi.org/10.1617/s11527-015-0543-4>

Anoop, M. B., Rao, K. B., Rao, T. V. S. R. A. (2002), *"Application of fuzzy sets for estimating service life of reinforced concrete structural members in corrosive environments"*, Engineering Structures, Vol. 24, pp. 1229-1242. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(02\)00060-3](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(02)00060-3)

- Basheer, P. A. M. (2001), "*Permeation Analysis*", in: Ramachandran, V. S., Beaudoin, J. J. (Eds.), *Handbook of analytical techniques in concrete science and technology. Principles, Techniques and Applications*, Noyes Publications, New Jersey (USA), pp. 658-737.
- Bjegović, D., Serdar, M., Oslaković, I. S., Jacobs, F., Beushausen, H., Andrade, C., Monteiro, A. V., Paulini, P., Nanukuttan S. (2015) "*Test Methods for Concrete Durability Indicators*", in: Beushausen, H., Fernández Luco, L. (Eds.), *Performance Based Specifications and Control of Concrete Durability*. State-of-the-Art Report RILEM TC 230-PSC, Springer, New York (USA), pp. 51-105. https://doi.org/10.1007/978-94-017-7309-6_4
- British Standards Institution (2013), "*BS EN-206: Concrete. Specification, performance, production and conformity*", (London, UK: CEN), p. 106.
- CCAA (2009) "*Chloride Resistance of Concrete*", (Sydney, Australia: Cement Concrete & Aggregates Australia), p. 37.
- CIRSOC 201-2005 (2005), "*Proyecto de Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón*", (Buenos Aires, Argentina: INTI), p. 452.
- Climent, M. A., de Vera, G., López, J. F., Viqueira, E., Andrade, C. (2002), "*A test method for measuring chloride diffusion coefficients through non-saturated concrete. Part I: the instantaneous plane source diffusion case*", *Cement and Concrete Research*, Vol. 32, p. 1113–1123. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(02\)00750-0](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(02)00750-0)
- Colleparidi, L., Marcialis, A., Turriziani, R. (1970), "*La cinetica di penetrazione degli ioni cloruro nel calcestruzzo*", *Il Cemento*, N°67, pp. 157-164.
- Delagrave, A., Bigas, J. P., Ollivier, J. P., Marchand, J., Pigeon, M. (1997a), "*Influence of the interfacial zone chloride diffusivity of mortars*", *Advanced Cement Based Materials*, Vol. 5, pp. 86-92. [https://doi.org/10.1016/S1065-7355\(96\)00008-9](https://doi.org/10.1016/S1065-7355(96)00008-9)
- Delagrave, A., Marchand, J., Ollivier, J. O., Juliens, S., Hazrati, K. (1997b), "*Chloride binding capacity of various hydrated cement paste systems*", *Advanced Cement Based Materials*, Vol. 6, pp. 28-35. [https://doi.org/10.1016/S1065-7355\(97\)90003-1](https://doi.org/10.1016/S1065-7355(97)90003-1)
- Di Maio, A. A., Eperjesi, L., Gassa, L., Traversa, L. P., Zerbino, R. L., (2000) "*Exposed reinforcement: Assessment of corrosion activity*", *Concrete International*, Vol. 22, N°3, pp. 47-51.
- Di Maio, A. A., Lima, L. J., Traversa, L. P. (2004) "*Chloride profiles and diffusion coefficients in structures located in marine environments*", *Structural Concrete*, Vol. 5, N°1, pp. 1-4. <https://doi.org/10.1680/stco.2004.5.1.1>
- DURAR (1997), "*DURAR - Manual de inspección, evaluación y diagnóstico de corrosión en estructuras de hormigón armado*", (Maracaibo, Venezuela: CYTED), p. 205.
- Fernández Luco, L., "*La durabilidad del Hormigón: su relación con la estructura de poros y los mecanismos de transporte de fluidos*", in: E. F. Irassar (Ed.), *Durabilidad del Hormigón Estructural*, AATH, Buenos Aires (Argentina), (2001), pp. 1-45.
- Frederiksen, J. M., Sørensen, H. E., Andersen, A., Klinghoffer, O. (1997) "*HETEK, The effect of the w/c ratio on chloride transport into concrete - Immersion, migration and resistivity tests*", (Copenhagen, Denmark: The Road Directorate), 35 p. <https://doi.org/10.13140/2.1.3735.3600>
- Glass, G. K., Buenfeld, N. R. (2000), "*The influence of chloride binding on the chloride induced corrosion risk in reinforced concrete*", *Corrosion Science*, Vol. 42, pp. 329-344. [https://doi.org/10.1016/S0010-938X\(99\)00083-9](https://doi.org/10.1016/S0010-938X(99)00083-9)
- IRAM 1554 (1983), "*Hormigón de Cemento Pórtland. Método de determinación de la penetración de agua a presión en el hormigón endurecido*", (Buenos Aires, Argentina: IRAM), p. 13.
- IRAM 1857 (2000), "*Determinación del contenido de ión cloruro en el hormigón*". (Buenos Aires, Argentina: IRAM), p. 19.
- IRAM 1871 (2004), "*Hormigón. Método para la determinación de la capacidad y velocidad de succión capilar de agua para hormigón endurecido*", (Buenos Aires, Argentina: IRAM), p. 12.

- Kropp, J., Basheer, L. (2000) "Assessment of the durability of concrete from its permeation properties: A Review", in: Basheer, P.A.M. (Ed.), V CANMET/ACI International Conference on Durability of Concrete, Barcelona (Spain).
- Monosi, S., Moriconi, G., Alverá, I. (1989), "Effect of water/cement ratio and curing time on chloride penetration into concrete", *Materials Engineering*, Vol. 1, pp. 483-489.
- Neville, A. M. (1977), "Concrete Technology, Volume 1", (Mexico D.F., Mexico: IMCyC), p. 383.
- Nielsen, E. P., Geiker, M. R. (2003), "Chloride diffusion in partially saturated cementitious material", *Cement and Concrete Research*, Vol. 33, p. 133-138. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(02\)00939-0](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(02)00939-0)
- Rostam, S. (2000), "Vida útil de las estructuras de hormigón. Cómo satisfacer los requerimientos del nuevo milenio", *Hormigón*, N°36, pp. 11-44.
- Saetta, A. V., Scotta, R. V., Vitaliani, R. V. (1993), "Analysis of chloride diffusion into partially saturated concrete", *ACI Materials Journal*, Vol. 90, p. 441-451.
- Sandberg, P., Tang, L., Andersen, A. (1998), "Recurrent studies of chloride ingress in uncracked marine concrete at various exposure times and elevations", *Cement and Concrete Research*, Vol. 28, pp. 1489-1503. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(98\)00124-0](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(98)00124-0)
- Song, H. -W., Lee, C. -H., Ann, K. Y., (2008) "Factors influencing chloride transport in concrete structures exposed to marine environments", *Cement & concrete Composites*, Vol. 30, pp. 113-121. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2007.09.005>
- Taus, V. L., "Análisis de la Succión Capilar en Hormigones: Influencia de distintos Parámetros de Ensayo", MSc Thesis, UNCPBA, (2010) p. 170.
- Taus, V. L., Villagrán, Y. A., Di Maio, A. A. (2008), "Influence of curing conditions on transport properties of blended cement concrete", in: Pazzini et al. (Eds.), Fifth ACI/CANMET International Conference on High-Performance Concrete Structures and Materials, Manaus (Brazil).
- Traversa, L. P. (2001) "Corrosión de armaduras en atmósferas rurales, urbanas, marinas e industriales", in: E.F. Irassar (Ed.), Durabilidad del Hormigón Estructural, AATH, Buenos Aires (Argentina), (2001), pp 217-257.
- Traversa, L. P., Di Maio, A. A. (2002) "Difusión de cloruros en el hormigón", in: L. P. Traversa, A. A. Di Maio (Eds.), Memoria Jornadas Tecnológicas sobre Corrosión de Armaduras en Estructuras de Hormigón: Evaluación, Diagnóstico y Reparación, AATH, Mar del Plata (Argentina), pp. 87-95.
- Tuutti, K., "Corrosion of steel in concrete", PhD Thesis, SCCI, CIB, Research Report No. 4, (1982) p. 468.
- Villagrán Zaccardi, Y. A., "Estimaciones del ingreso de cloruro en hormigón y de la despasivación localizada de armaduras", PhD Thesis, UNLP (2012), p. 226.
- Violini, D., Giaccio, G., Milanese, C. A., Zerbino, R. (2006), "Efecto del contenido de caliza, en las propiedades del hormigón. Parte 3: Evaluación de la durabilidad", in: Sota et al. (Eds.), 16ª Reunión Técnica de la Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón, Córdoba (Argentina).
- Zhang, Y., Zhang, M. (2014), "Transport properties in unsaturated cement-based materials – A review", *Construction and Building Materials*, Vol. 72, p. 367-379. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.09.037>

Correlación entre ancho de grietas y velocidad de corrosión en la durabilidad de concreto reforzado en un ambiente marino tropical altamente agresivo

O. Troconis de Rincón^{1*} , V. Milano¹ , A. A. Torres-Acosta² , Y. Hernández-López¹ 

*Autor de Contacto: oladistdr@gmail.com

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i3.321>

Recepción: 12/06/2018 | Aceptación: 02/08/2018 | Publicación: 31/08/2018

RESUMEN

Esta investigación tiene como objetivo el evaluar la correlación entre ancho de grieta producido por corrosión y la velocidad de corrosión aparente (i_{CORR}) de especímenes de concreto reforzado, expuestos por más de 6 años a un ambiente marino tropical en la estación La Voz, Venezuela. Seis especímenes del Proyecto DURACON (prismas de 15x15x60 cm, y concreto con relación a/c de 0.65) fueron monitoreados en este trabajo; los cuales tienen 6 varillas de refuerzo a diferentes profundidades (dos a 15, 20 y 30 mm), para las pruebas electroquímicas. Se estableció una correlación empírica entre la velocidad de propagación de la grieta superficial e i_{CORR} , que podría ayudar a estimar el valor de i_{CORR} , si se dispone de valores promedio de ancho máximo de grieta del elemento corroyéndose durante un periodo de monitoreo por lo menos de un año.

Palabras clave: Concreto reforzado; ambiente marino; velocidad de corrosión; ancho de grieta.

Citar como: O. Troconis de Rincón, V. Milano, A. A. Torres-Acosta, Y. Hernández-López (2018), “Correlación entre ancho de grietas y velocidad de corrosión en la durabilidad de concreto reforzado en un ambiente marino tropical altamente agresivo”, Revista ALCONPAT, 8 (3), pp. 317-332, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i3.321>

¹ Centro de Estudios de Corrosión (CEC), Facultad de Ingeniería, Universidad del Zulia, Maracaibo, Venezuela.

² Universidad Marista de Querétaro (UMQ), Facultad de Ingeniería, Laboratorio de Materiales de Construcción; Instituto Mexicano del Transporte (IMT), Coordinación de Ingeniería Vehicular e Integridad Estructural, Sanfandila, Querétaro, México.

Información Legal

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

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

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

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

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el segundo número del año 2019 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del primer número del año 2019.

Cracks width-corrosion rate correlation on the durability of reinforced concrete in a very high aggressiveness tropical marine environment

ABSTRACT

The aim of this investigation was evaluate the correlation between crack width and apparent corrosion rate in reinforced concrete specimens exposed for more than six years to a tropical marine environment, at the natural test site La Voz, Venezuela. Six specimens from DURACON Project (prismatic 15x15x60 cm, with 0.65 w/c ratio) were monitored; each specimen having six reinforcing steel bars placed at three different depths (two each at 15, 20, and 30 mm) for electrochemical tests (corrosion potential and corrosion rate). An empirical correlation between surface crack propagation rate and i_{CORR} was established, which may help i_{CORR} estimation indirectly if values of maximum surface crack widths due to reinforcement corrosion are obtained in at least one year period of monitoring.

Keywords: reinforced concrete; marine environment; corrosion rate; cracks width.

Correlação entre a abertura da fissura e a taxa de corrosão na durabilidade do concreto armado em um ambiente marinho tropical altamente agressivo

RESUMO

O objetivo desta investigação foi avaliar a correlação entre a abertura de fissura e taxa de corrosão aparente em amostras de concreto armado expostas há mais de seis anos a um ambiente marinho tropical, num local de ensaio natural em La Voz, Venezuela. Seis amostras do Projeto DURACON (15x15x60 cm prismáticos, com relação 0,65 a/c) foram monitoradas; cada amostra possui seis barras de aço colocadas em três cobrimentos diferentes (duas de 15, 20 e 30 mm cada) para ensaios eletroquímicos (potencial de corrosão e taxa de corrosão). Uma correlação empírica entre taxa de propagação de fissuras superficiais e i_{CORR} foi estabelecida, o que pode ajudar a estimar a i_{CORR} indiretamente se valores de abertura máxima de fissuras superficiais devido à corrosão de armadura forem obtidos em pelo menos um ano de monitoramento.

Palavras-chave: concreto armado; ambiente marinho; velocidade de corrosão; abertura de fissura.

1. INTRODUCCIÓN

En los últimos 20 años, el término "durabilidad" se ha estado escuchando con más frecuencia. Países industrializados como Estados Unidos, algunos de Europa (España, Francia, Reino Unido) y Japón, han tomado la durabilidad como un tema de gran importancia, invirtiendo sumas millonarias en estudio e investigación en esta área. El deterioro de las estructuras por corrosión de la armadura ha aumentado siendo consecuencia el agrietamiento del recubrimiento de concreto. Muchas investigaciones realizadas se basan en el estudio de la durabilidad durante la vida útil de dichas estructuras pero en realidad muy pocas son las que se han enfocado hacia la predicción de durabilidad del concreto armado durante su vida residual.

Existen varios estudios (Tachibana, et.al., 1990; Huang and Yang, 1997; Rodriguez et.al., 1997; Almusallam, et.al., (1997); Cabrera, 1996) donde, con corrosión acelerada mediante la aplicación de una corriente anódica a la armadura, se evaluó la disminución de la resistencia a la compresión por este efecto; así como la pérdida metálica gravimétrica y los valores ancho-fisura (Almusallam, 1997; Mangat and Elgarf, 1999; Torres-Acosta, 1999), encontrando correlaciones sobre el particular.

Se han efectuado varias investigaciones relacionadas con este tema en condiciones de corrosión natural (Torres-Acosta y Martínez-Madrid, 2003; Torres-Acosta and Castro-Borges, 2013;

Cabrera-Madrid et al, 2014), reportando resultados acerca de la degradación de la vida residual. En algunos utilizaron losas de concreto armado (a/c de 0,42, contaminadas con cloruros durante la mezcla para acelerarla corrosión del refuerzo), sin aplicar corriente anódica (Torres-Acosta y Martínez-Madrid, 2003). Al final de la evaluación, midieron la posición, anchos y longitudes de grietas que serían correlacionadas con la pérdida de sección de la barra. Basados en sus resultados experimentales establecieron relaciones empíricas entre la pérdida de capacidad de carga y grado de pérdida de radio promedio de la barra por corrosión (x_{PROM}), dividido por el radio original de la barra (r_0); con lo cual se estimó que 10% de pérdida de radio podría producir una pérdida de resistencia en un 50% de los elementos de concreto reforzado. También desarrollaron una relación empírica entre ancho de grieta, AG, y x_{PROM}/r_0 con la que aparentemente cuando la tasa de corrosión es pequeña de 12-60 $\mu\text{m}/\text{año}$, aparecen y evolucionan en longitud y amplitud más rápidamente que en ensayos de corrosión acelerada, y una última relación empírica a la que llegan es la que relaciona x_{PROM} con la máxima profundidad de picadura (PIT_{MAX}), donde se observó que el valor de picadura máxima está en el orden de 7 veces el valor estimado de x_{PROM} (Torres-Acosta and Martínez-Madrid, 2003).

Posteriormente, en el 2003, Vidal et. al., estudiaron el ancho de grietas y la pérdida del diámetro del refuerzo por corrosión en vigas de concreto reforzados (a/c de 0,5), contaminadas con 35 g/l de NaCl; determinando que la corrosión del refuerzo obtenida se acercó más a lo que se observa en condiciones naturales (con respecto a la distribución de la corrosión, tipo de corrosión y óxidos producidos), que la obtenida por corriente impresa o adición de cloruro de calcio en el concreto. Ellos establecieron un nuevo modelo que relaciona el ancho de grietas con la pérdida de sección del acero e indican que la pérdida de sección del refuerzo parece ser independiente del diámetro de la barra y de la relación recubrimiento/diámetro, excepto cuando se evalúa en el periodo de iniciación del agrietamiento.

En el 2007, Torres-Acosta et. al., presentaron una correlación empírica entre la velocidad de corrosión del refuerzo y el ancho de grietas, utilizando vigas de concreto armado (a/c = 0,6) contaminadas con NaCl (1 % Cl/base a cemento) y sometidas a esfuerzos de flexión. Las vigas fueron rociadas en un área central de 25 cm, 3 veces por semana, con solución salina al 3,5 % p/p, con la finalidad de acelerar el proceso de corrosión de la barra de refuerzo en esta área; concluyendo que para un proceso de corrosión natural, las grietas generadas en el concreto, por la expansión de los productos de corrosión, se desarrollan más lentamente (en ancho y longitud) que aquellas generadas por corrosión acelerada. Los resultados obtenidos indican que para una pérdida de radio del refuerzo (x_{PROM}/r_0) de un 4% y un 10% debido a la corrosión de éste, se producen grietas con un ancho máximo (AMG) de 0,1 mm y 1 mm respectivamente. La tendencia obtenida en esta investigación fue similar a la obtenida en otras investigaciones con corrosión natural (Torres-Acosta and Castro-Borges, 2013; Cabrera-Madrid et al, 2014).

En el presente trabajo de investigación se presentarán los resultados obtenidos en una de las estaciones del proyecto DURACON, ubicada en un ambiente marino-costero de muy alta agresividad (Estación La Voz), donde se muestra la correlación existente entre la velocidad de corrosión (i_{CORR}) expresada como pérdida de radio promedio (x_{PROM}/r_0) de la barra de acero y ancho máximo de grietas, utilizando para ello las probetas con relación a/c 0,65.

1. PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL

2.1 Specimens Prismáticos

En este trabajo se utilizaron las probetas del proyecto DURACON (Troconis de Rincón et.al., 2007), instaladas en la estación de ensayo La Voz, en Venezuela; ambiente marino de muy alta

agresividad, > C5 según ISO⁽¹⁾ 9223: 2012. La Figura 1 muestra las probetas armadas, que son las evaluadas en este trabajo; constituidas por prismas de concreto ($a/c = 0,65$), de 15x15x30 cm y reforzadas con seis barras (9,5 mm en diámetro), las cuales se colocaron a diferentes profundidades (15, 20 y 30 mm), tres de ellas en la cara expuesta a los vientos preferenciales y las otras tres en la cara resguardada de los mismos. Los extremos de cada barra están recubiertos con una pintura epóxica, para eludir la corrosión por espacios confinado debida a las celdas diferenciales de oxígeno; dejando la parte central de 15 cm de longitud descubierta. La Figura 2 muestra los bancos de prueba instalados en la estación La Voz.

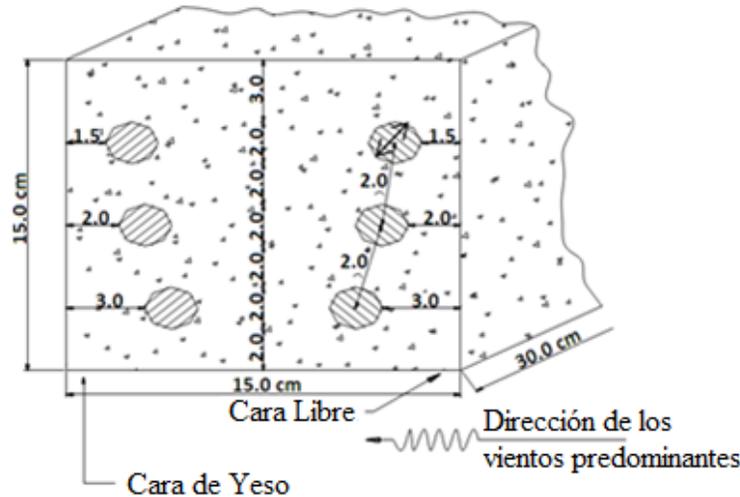


Figura 1. Diagrama esquemático de la configuración de las barras en los especímenes de concreto



Figura 2. Estación de prueba en el medio marino (La Voz)

2.2 Evaluación del medio

La Evaluación de los parámetros climáticos y ambientales (humedad relativa (HR), tiempo de humectación (TDH/τ), velocidad y dirección del viento, precipitación pluvial, temperatura, concentración de cloruros, concentración de CO_2 y concentración de compuestos de azufre), se realizó según la metodología establecida por la norma ISO 9223, estimando así la agresividad ambiental en cada una de las estaciones de ensayo. Es importante destacar que actualmente no existen normativas que permitan identificar la agresividad del ambiente para las estructuras de concreto armado, por lo cual se utilizó, en primera instancia, la norma ISO para materiales metálicos.

⁽¹⁾ISO, 1, Ch. de la Voie-Creuse, Case postale 56, CH-1211 Geneva 20, Switzerland.

2.3 Evaluación Electroquímica

Para las medidas electroquímicas se utilizó el equipo, GECORR 6 (†2) que permite medir el potencial de corrosión (E_{CORR} , referido a un electrodo de Cu/CuSO₄) y la velocidad de corrosión (i_{CORR}) de la armadura mediante la técnica de polarización lineal (Feliú et.al., 1993).

2.4 Levantamiento de Grietas

Se monitorearon las grietas formadas por corrosión del refuerzo, tanto en la cara expuesta como en la resguardada, mediante una inspección visual minuciosa utilizando una cuadrícula de acetato de 15cmx30cm (no estándar) con la que se plasmaba la longitud y ubicación de cada una de las grietas. El ancho de grietas se midió empleando una plantilla transparente, convencional utilizada para tal fin, la cual presenta impresos distintos espesores en unidades métricas; obteniéndose así un mapa general de monitoreo que muestra la longitud, ubicación y ancho de todas las grietas existentes en todas las probetas en ambas estaciones. Los datos experimentales fueron ajustados linealmente y comparados con los datos obtenidos por otros autores. Con el fin de evaluar la pérdida de sección de la barra (área bajo la curva de velocidad de corrosión vs. tiempo) y poder correlacionarla con el ancho máximo de grieta (AMG), correspondiente a cada una de las barras de las probetas evaluadas, se calculó la pérdida de masa de la armadura utilizando la fórmula de conversión de Faraday (Ecuación 1):

$$\Delta W_f = \frac{55.85}{n \times F} \left(\int I dt \right) \quad (1)$$

Dónde: ΔW_f = pérdida de masa Farádica (g); 55,85 g/mol es el peso atómico del Fe; $\int Idt = i_{corr}$ (A) dt = área bajo la curva i_{CORR} vs tiempo; n = valencia del hierro (+2) y F=Constante de Faraday = 96 500 C/mol. Este valor es utilizado después para estimar la pérdida de radio promedio por corrosión (x_{PROM}), lo cual es calculado utilizando la ecuación (2):

$$X_{avg} = \frac{\Delta W_f \times 1000}{\rho \times \pi \times D \times l} \quad (2)$$

Donde: ρ , densidad del Fe (gr/cm³); D, diámetro de la barra (mm) y l, longitud de la barra (mm). Al final de la evaluación, las barras de acero que conformaban la armadura de las probetas, fueron extraídas para determinar su pérdida de sección real.

2. RESULTADOS AND DISCUSIÓN

3.1 Evaluación del medio

La Figura 3 muestra los resultados de los parámetros meteorológicos determinados durante el tiempo de exposición. En esta se notan claramente los períodos lluviosos y de sequía, característicos de los ambientes tropicales. El cuarto año de evaluación (2006) se caracterizó por una muy alta precipitación. Una causa posible de este comportamiento tan variado durante el año 2006, es que estuvo caracterizado por acontecimientos climáticos tales como tormentas tropicales cerca de las costas de la Península de Paraguaná, y por consiguiente de la isla de Aruba.

En relación a la temperatura, ésta varía (promedio mensual), en apenas 3°C durante todo el periodo de evaluación. Los mínimos se ubican en 26,7 °C, como es el caso del mes de marzo de 2003 y en febrero del 2009, mientras que los máximos se ubican en casi 30 °C, como lo observado para el

(†2) Trade name

mes de octubre de 2004 y en septiembre del 2008. La poca variabilidad en este parámetro muestra la estabilidad climática que presenta la estación y a su vez propiamente de la región geográfica.

El valor promedio mensual más alto de humedad relativa, registrado en todo el tiempo de evaluación, se observó en agosto del 2004 el cual fue de 84%. Este coincide con el valor más alto de precipitación para ese año, como consecuencia del fenómeno meteorológico producido por el huracán Iván, el cual pasó por las Antillas menores y el Mar Caribe.

En cuanto al comportamiento de los vientos, en general se puede decir que varían en un rango entre 17 y 24 km/h, con grandes variaciones cuando se presentan cambios bruscos en el microclima, como los fenómenos que han sido explicados anteriormente donde la velocidad de los mismos se ve incrementada sustancialmente.

En la Figura 1 se muestran los valores obtenidos tanto para los agresivos presentes en esta atmósfera como el tiempo de humectación (TDH) durante todos los años de evaluación; notándose una corrosividad muy alta para los primeros tres años, según ISO 9223. Para el cuarto y quinto año, se puede notar una disminución en la corrosividad de esta atmosfera marina, posiblemente por las altas precipitaciones ocurridas en esos años; sin embargo, sigue siendo altamente corrosiva.

Tabla1. Agentes agresivos y tiempo de humectación (TDH) en la estación de ensayo La Voz

Tiempo de Evaluación (años)	Cloruros (mg m ⁻² d ⁻¹) /S		Sulfatos (mg m ⁻² d ⁻¹) /P		TDH (hy ⁻¹) /τ		ISO 9223 Clase de Corrosividad
1	683.907	S3	22.645	P1	4818	τ4	C5
2	382.561	S3	27.800	P1	4818	τ4	C5
3	128.898	S2	19.726	P1	6132	τ5	C5
4	154.159	S2	13.111	P1	3451	τ4	C4
5	165.691	S2	5.616	P0	2823	τ4	C4
6	183.682	S2	-	-	-	-	-

La corrosión por ataque de iones cloruro se favorece ya que las altas humedades relativas (HR) facilitan el transporte de este agente agresivo presente en la atmósfera, potenciado por la alta temperatura lo cual acelera la corrosión localizada de las barras.

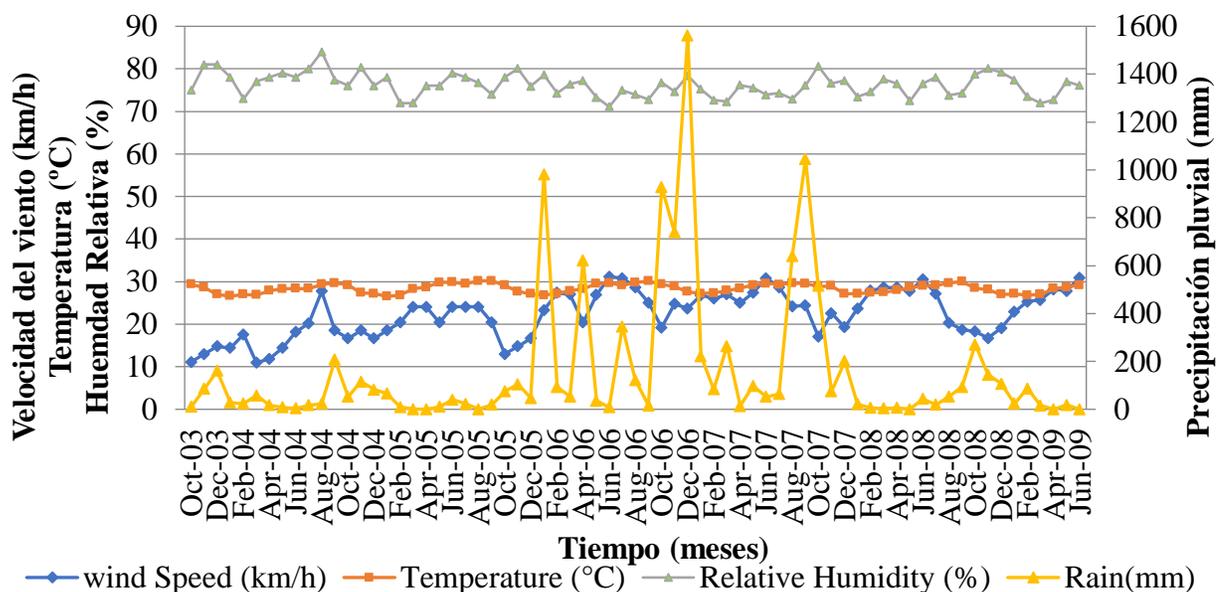


Figura 3. Comportamiento de los parámetros meteorológicos en la estación de ensayo La Voz

3.2 Parámetros Electroquímicos

Las Figuras 4 y 5 muestran los resultados del monitoreo electroquímico: potencial de corrosión y velocidad de corrosión vs. tiempo para las barras localizadas a 15-mm y 30-mm de profundidad en el concreto, respectivamente. Estas figuras muestran claramente el momento en el cual las barras comienzan a despasivarse (E_{CORR} e i_{CORR} más negativo que -250 mV vs. Cu/CuSO₄ y mayor que 0,1 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$, respectivamente); coincidiendo esto con el primer cambio en la pendiente de la curva de velocidad de corrosión acumulada vs. tiempo.

Adicionalmente, en estas figuras se observa que las barras a 30 mm de profundidad permanecen pasivas por mayor tiempo que las que se encuentran a 15 mm de profundidad, pero la velocidad de propagación fue mayor para el primer grupo que para el segundo grupo. Esto se debe a que en la estación La Voz influye el efecto de la roza de los vientos que no presentan una dirección preferencial (Noreste en este caso), donde se facilita el ingreso y difusión de los iones cloruro por la cara inferior de las probetas; la cual es la más porosa por ser la cara de vaciado y quedando la barra a 30 mm como la más expuesta por esta zona, dando este comportamiento inusual.

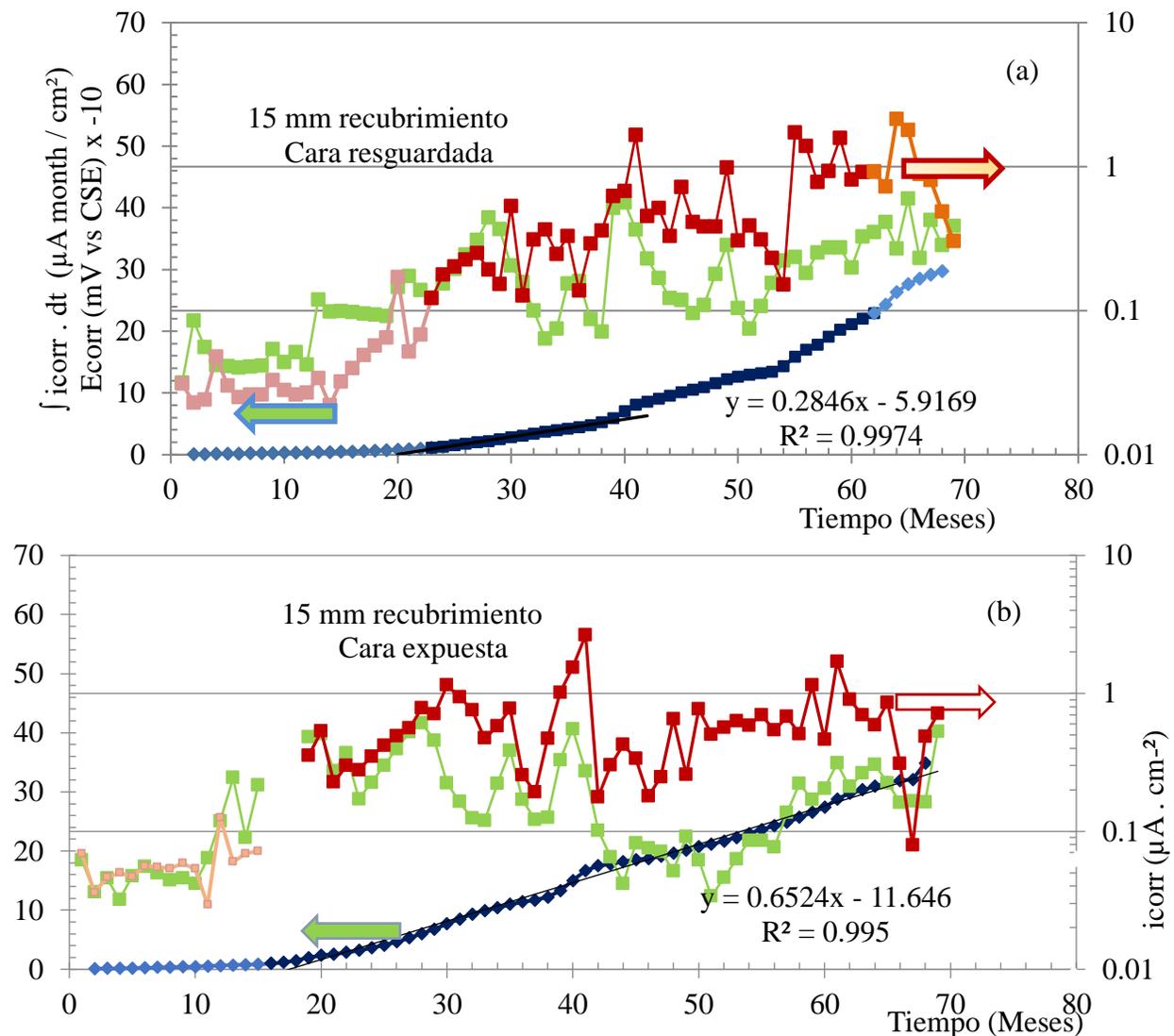


Figura 4. Monitoreo de los parámetros electroquímicos (valores de E_{CORR} ; i_{CORR} e i_{CORR} acumulada) vs. tiempo para la barra a 15-mm de profundidad en el concreto, cara resguardada (a) y cara expuesta a los vientos preferenciales (b).

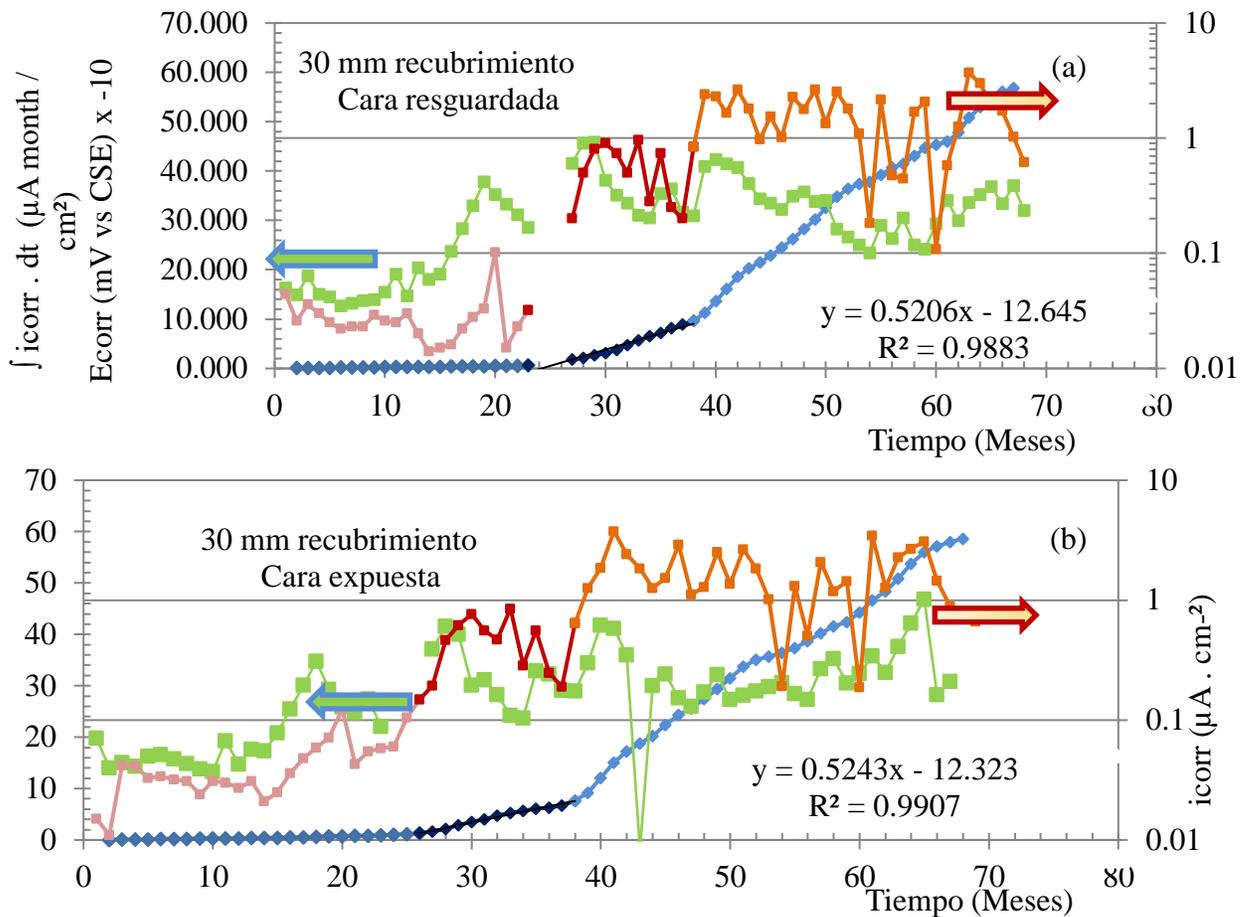


Figura 5. Monitoreo de los parámetros electroquímicos (valores de E_{CORR} ; i_{CORR} e i_{CORR} acumulada) vs. tiempo para la barra a 30-mm de profundidad en el concreto, cara resguardada (a) y cara expuesta a los vientos preferenciales (b).

3.3 Correlación del Ancho de Fisura con la Velocidad de Corrosión

La Figura 6 muestra el estado en el que se encontraba una de las tres probetas representativas, luego de un período de 6 años de exposición en la estación natural de La Voz. Esta figura también muestra una foto de la cara expuesta a los vientos preferenciales y una representación esquemática del mapa generado con las fisuras/grietas que presentaban dichas probetas.

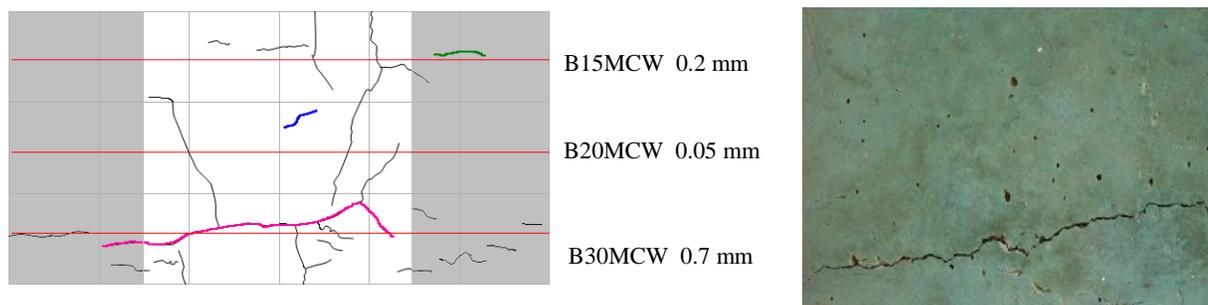


Figura 6. Especimen 6 (relación a/c 0,65, y cara resguardada de los vientos preferenciales) levantamiento de grietas en la superficie (izquierda) y evidencia fotográfica de las grietas (derecha)

En la **Figura 7** se observa que a medida que aumenta la pérdida de sección en las barras (estimada de la data de $\int i_{CORR} dt$ de las ecuaciones 1 y 2),

aumenta en forma directa el ancho de las grietas para la cara expuesta a los vientos preferenciales de las probetas. En cuanto al espesor de recubrimiento de la cara expuesta, se observa que para obtener un determinado ancho de grieta, se necesita menor pérdida de material por corrosión a 15 mm de profundidad que a 30 mm. Esto se debe a que en este ambiente la alta humedad relativa imperante en la zona (>80%), unido al alto contenido de iones cloruro, mantiene una humedad tal que los iones cloruro (129-684 mg/m²d) pueden difundir fácilmente en el concreto induciendo a la corrosión de la armadura.

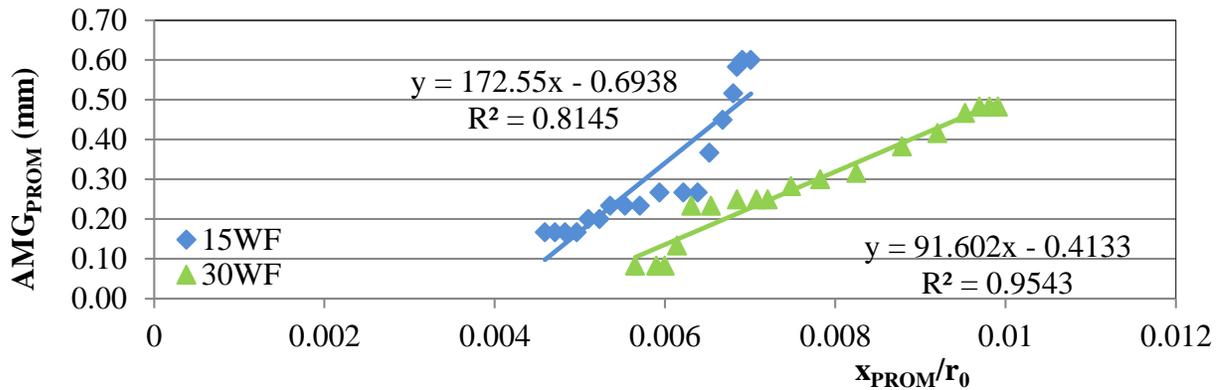


Figura 7. Promedio del Ancho máximo de grieta del concreto en relación a la pérdida de sección transversal de la barra, en la estación de ensayo La Voz, relación a/c 0.65, cara expuesta

También se puede observar que existe una relación directa entre el AMG y x_{PROM}/r_0 de la barra. Esta correlación es alta para los primeros años de exposición ($AMG < 0.3$ mm), en cambio para los AMG mayores a los 0,3 mm los datos se dispersan produciendo que la correlación de los datos disminuya. Adicionalmente, los AMG_{PROM} aumentan con poca pérdida de material por corrosión, de lo cual se deduce que los últimos datos de velocidad de corrosión medidos, con los cuales se determinó las pérdidas de sección, no son confiables; ya que cuando los anchos de grietas son grandes se producen espacios vacíos en el área que polariza el GECOR; por lo tanto, el valor de velocidad de corrosión medido no corresponde al verdadero. Por esto se hace necesario descartar las últimas mediciones de la evaluación electroquímica realizada y determinar el verdadero comportamiento de la correlación entre AMG_{PROM} e i_{CORR} utilizando las primeras mediciones. Por otra parte, en la Figura 7 no se muestra la tendencia de la barra embebida a 20 mm, ya que las fisuras se vieron afectadas por la corrosión de las barras a las otras profundidades. Por lo tanto, la relación más representativa entre el ancho máximo de grieta y la velocidad de corrosión se puede observar en la Figura 8 donde al eliminarse las últimas mediciones de la evaluación electroquímica de las dos barras se obtiene una mejor correlación de 0,9722 para la barra de 15 mm de recubrimiento de concreto; un comportamiento similar presentó la barra a 30 mm con una correlación de las mediciones de 0,9038.

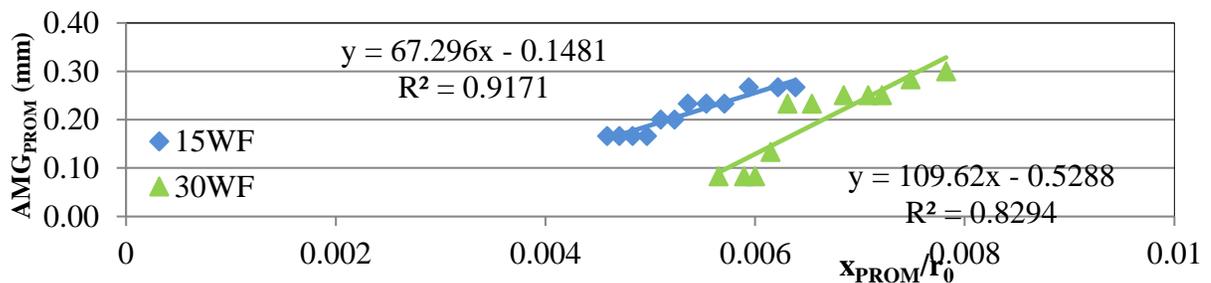


Figura 8. Comportamiento representativo (se removió la data de los últimos años) del promedio del ancho máximo de grieta del concreto en relación a la pérdida de sección transversal de la barra, en la estación de ensayo La Voz, relación a/c 0.65, cara expuesta

En la Figura 9 se muestra el levantamiento típico de grietas y una fotografía de la cara resguardada de los vientos preferenciales para una de las probetas, luego de 6 años de exposición. En esta se evidencian mayores anchos de grieta que en la cara expuesta, debido a que la cara resguardada permanece más tiempo húmeda; lo cual favorece el ingreso y difusión de los agentes agresivos característicos del medio en el que se encuentran expuestas. La cara expuesta se encuentra en contacto continuo con vientos calientes y a altas velocidades que podrían secar la humedad interna del concreto. Este comportamiento se observa también en las Figuras 4 y 5, donde las velocidades de corrosión de las barras en la cara resguardada muestran pequeños incrementos al final del período de exposición.

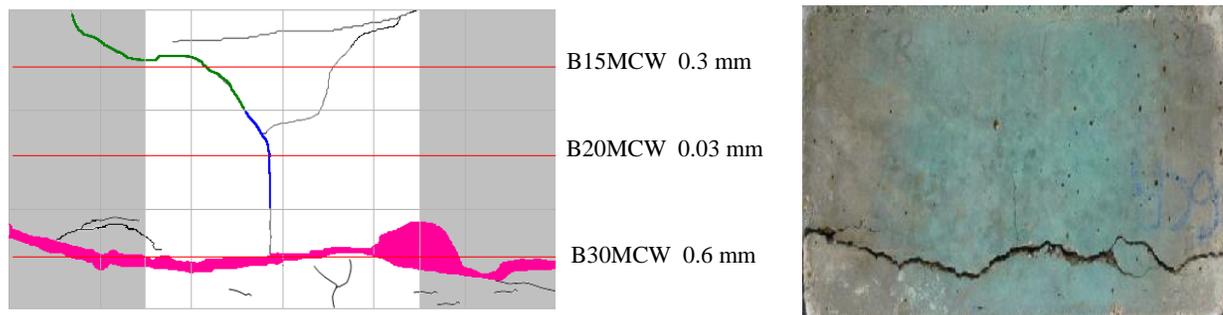


Figura 9. Izquierda, mapa general de grietas y derecha, fotos del espécimen 6, relación a/c 0,65, Cara resguardada

Al igual que en la cara expuesta, no existen buenas correlaciones entre el AMG y x_{PROM}/Γ_0 del acero de refuerzo a partir de anchos mayores de 0,5 mm; donde también se pierde la tendencia lineal para los últimos 6 puntos de la gráfica. Así, en la $\text{¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.}$ 10 se obtiene la relación más representativa entre el AMG y x_{PROM}/Γ_0 ; donde al eliminarse las últimas mediciones de la evaluación electroquímica de las dos barras se observa que mejora considerablemente la correlación ($R^2 \sim 0.9397$ y ~ 0.9843 para la barra a 30 mm y 15 mm de profundidad en el concreto, respectivamente).

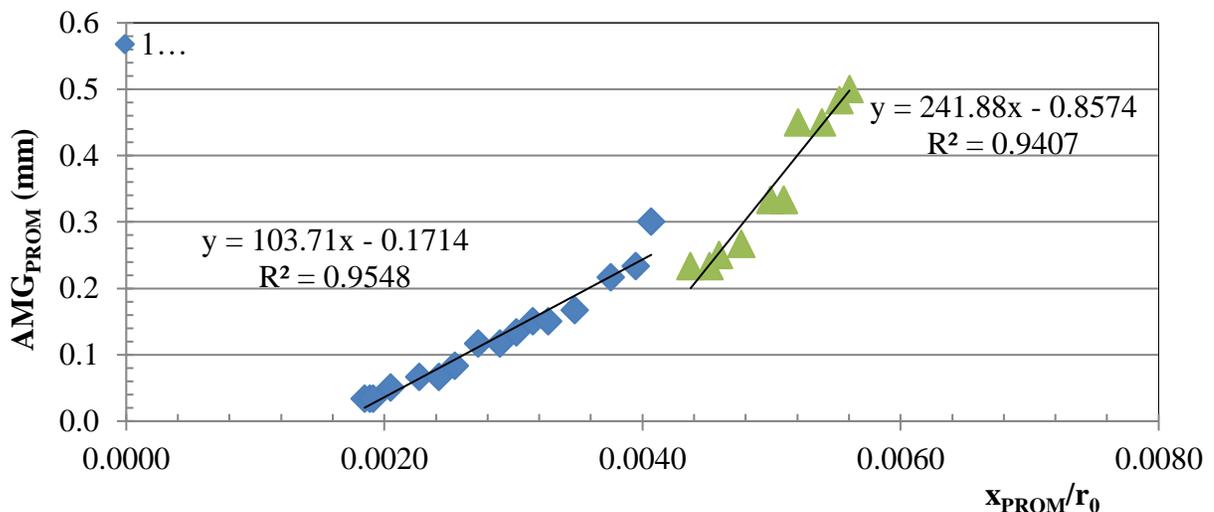


Figure 10. Comportamiento representativo (se removió la data de los últimos años) del promedio del ancho máximo de grieta del concreto en relación a la pérdida de sección transversal de la barra, en la estación de ensayo La Voz, relación a/c 0,65, cara resguardada

En la Figura 11 se muestra, a manera de comparación, una compilación de la data de AMG_{PROM} y x_{PROM}/r_0 obtenida en esta investigación en conjunto con la data de corrosión acelerada y natural de otros autores para su comparación (Torres-Acosta and Martínez-Madrid, 2003). La data de corrosión acelerada se graficó en la Figura 11 con símbolos sin color; mientras que los de la data de corrosión natural se rellenaron con negro (investigaciones previas) y azul-rosado-naranja para los datos de esta investigación. Por otra parte, en cuanto al espesor de recubrimiento de concreto, el comportamiento era inesperado; ya que existen anchos de grieta mayores para la barra situada a 30 mm de profundidad. Esto se debe (como se indicó en la sección 3.2.) a que los vientos en la estación La Voz no muestran una dirección preferencial, sino una roza de vientos permitiendo el ingreso y difusión de cloruros tanto por la cara resguardada como por la cara inferior y por ser esta la cara de vaciado, es la más porosa; dando el comportamiento inusual observado.

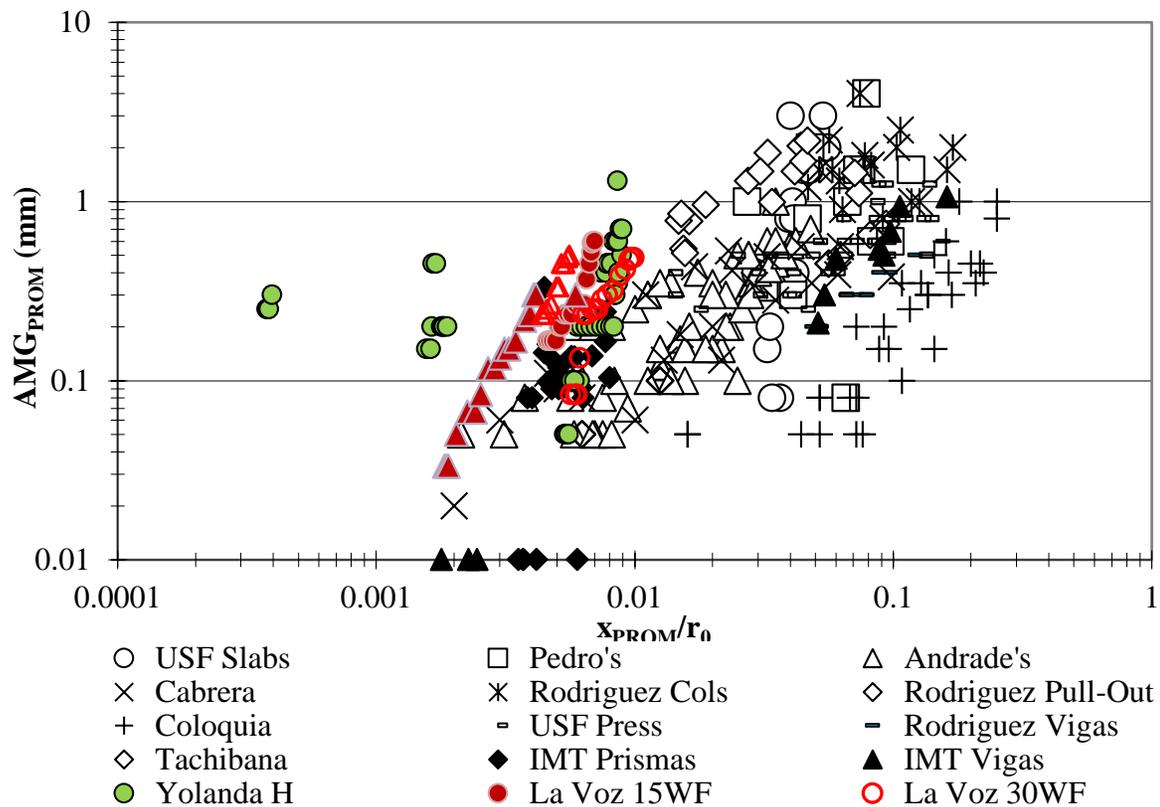


Figure 11. Compilación de la data del promedio del ancho máximo de grietas en relación a pérdida del área de sección transversal de la barra, para diferentes autores y condiciones de ensayo (Torres-Acosta and Martínez-Madrid, 2003)

En el caso de los métodos de corrosión acelerada, se observa que los datos siguen una buena tendencia y están cerca unos de otros (Torres-Acosta and Martínez-Madrid, 2003). Existe también diferencias entre la data de corrosión acelerada en concreto armado (símbolos Δ , x , \diamond , \circ , \times , \square) vs elementos de concreto pretensado (símbolo $+$) cuando la corrosión era uniforme; observándose grietas más anchas en los elementos de concreto reforzado que en los de concreto pretensado. Si la corrosión está localizada en una pequeña área del tensor (símbolo $-$) en lugar de ser generalizada (símbolo $+$), en los elementos de concreto pretensado, la tendencia de los anchos de grietas fue similar a la obtenida para concreto armado. Por lo tanto, si todo el tensor (o alambre) se corroe, la propagación de la grieta aparentemente se mitiga por el estado de compresión de los esfuerzos en el concreto, pero si el tensor pretensado (o alambre) se corroe solamente en una sección corta de

toda su longitud, la propagación de la grieta sigue la tendencia obtenida para elementos de concreto armado.

Por otra parte, como se observa en los símbolos coloreados, la data de corrosión natural presentó un comportamiento más disperso que la de corrosión acelerada. En general, la data de corrosión natural sigue una tendencia similar a la de corrosión acelerada, pero con mayor velocidad de propagación de grietas (más alta pendiente en la gráfica de ancho de grieta vs x/r_0). La mayor velocidad de propagación de grietas en las pruebas de corrosión natural, pueden indicar que la reparación de las grietas debe hacerse en una etapa más temprana que lo indicado por los ensayos acelerados. Este comportamiento debe chequearse con la selección de una mayor data de la literatura y del resto de estaciones del proyecto DURACON.

La data de esta investigación sigue una tendencia bien definida: se requiere menor pérdida de material inducido por corrosión para que las grietas aparezcan sobre la superficie del elemento de concreto. En condiciones naturales, parecidas a la de las probetas de la presente investigación, el concreto es afectado por el ingreso de los agentes agresivos tales como los iones cloruro, los cuales producen una ruptura localizada de la película pasiva hasta que los productos de corrosión se formen en suficiente cantidad para agrietar al concreto, lo cual depende de la calidad del mismo (porosidad interna). Este proceso de agrietamiento en concreto de baja calidad, puede requerir una menor cantidad de productos de corrosión para la formación y propagación de grietas (Torres-Acosta and Castro-Borges, 2013; Torres-Acosta et al., 2007). Pero comparado con previas investigaciones con probetas sometidas a corrosión natural y expuestas durante un período de 3 a 6 años (símbolos ■, ●, ◆), existe una diferencia de, aproximadamente, 10 veces la cantidad de masa necesaria para producir el mismo ancho de grieta.

Es importante recordar que la data de esta investigación se obtuvo de las determinaciones de pérdida de masa electroquímica por resistencia a la polarización lineal (o también conocida como R_p). Si la corrosión fuese uniforme, la pérdida de metal gravimétrica puede ser hasta dos veces la pérdida de masa farádica; pero si la corrosión de la barra es localizada (por ejemplo, corrosión por picaduras), la pérdida gravimétrica del metal puede ser hasta diez veces mayor que la pérdida farádica (González et. al., 1995). Toda la data de pérdida de radio mostrada en la Figura 11 fue estimada por el procedimiento gravimétrico, excepto la data de Hernández et.al.2016 (puntos de color verde) y de la presente investigación. En estas dos investigaciones, el estimado de la pérdida real de las barras tiene la particularidad de haberse determinado en concreto altamente poroso ($a_7c > 0,65$); por lo tanto, se esperaría una resistencia mecánica más baja y mayor facilidad para la formación de grietas.

Hernández et. al., 2016, utilizó un concreto similar para fabricar vigas que fueron, algunas de ellas, sometidas a carga al mismo tiempo que se expusieron a un regado con iones cloruro en su zona central para producir la corrosión, sin utilizar corrientes anódicas. Como se observa en la Figura 11, la data de las vigas cargadas (Hernández et. al., 2016) se separa de toda la data de corrosión natural y acelerada; produciéndose menor pérdida de radio para un mismo ancho de grietas ($AMG_{PROM.}$). Este comportamiento puede deberse, no solo a la posible diferencia entre pérdida de masa farádica y gravimétrica, sino también al esfuerzo de flexión en tensión aplicado, que puede incrementar la velocidad de propagación de la abertura de las grietas. En la misma referencia, algunas vigas no se cargaron, así la data de $AMG_{PROM.}$ vs. x_{PROM}/r_0 sigue una trayectoria similar a la obtenida en la presente investigación, donde los prismas de concreto armado se mantuvieron sin cargar durante la experimentación.

3.4 Correlación empírica entre la velocidad de corrosión del refuerzo y la velocidad de propagación de las grietas en la superficie

La Figura 12 muestra la propagación del ancho de grietas vs. el tiempo de exposición. Como se observa en esta figura, no existe correlación entre la profundidad de las barras y la propagación de

las grietas para estos especímenes localizados en la estación de ensayo La Voz, Venezuela. Dos de las grietas en cada profundidad de barras de refuerzo se comportaron en el mismo rango de anchuras de grietas máximas (entre 0,05 y 0,3 mm), y solo una de dichas grietas mostró grietas máximas más anchas (alrededor de 0,4 mm y superiores). Las líneas de regresión para cada propagación de grietas también se observan en la Figura 12, mostrando un buen ajuste, superior al 0,8. La pendiente de tales líneas de regresión se considera en esta investigación como la velocidad de propagación de grietas superficiales (VPGS en mm/mes).

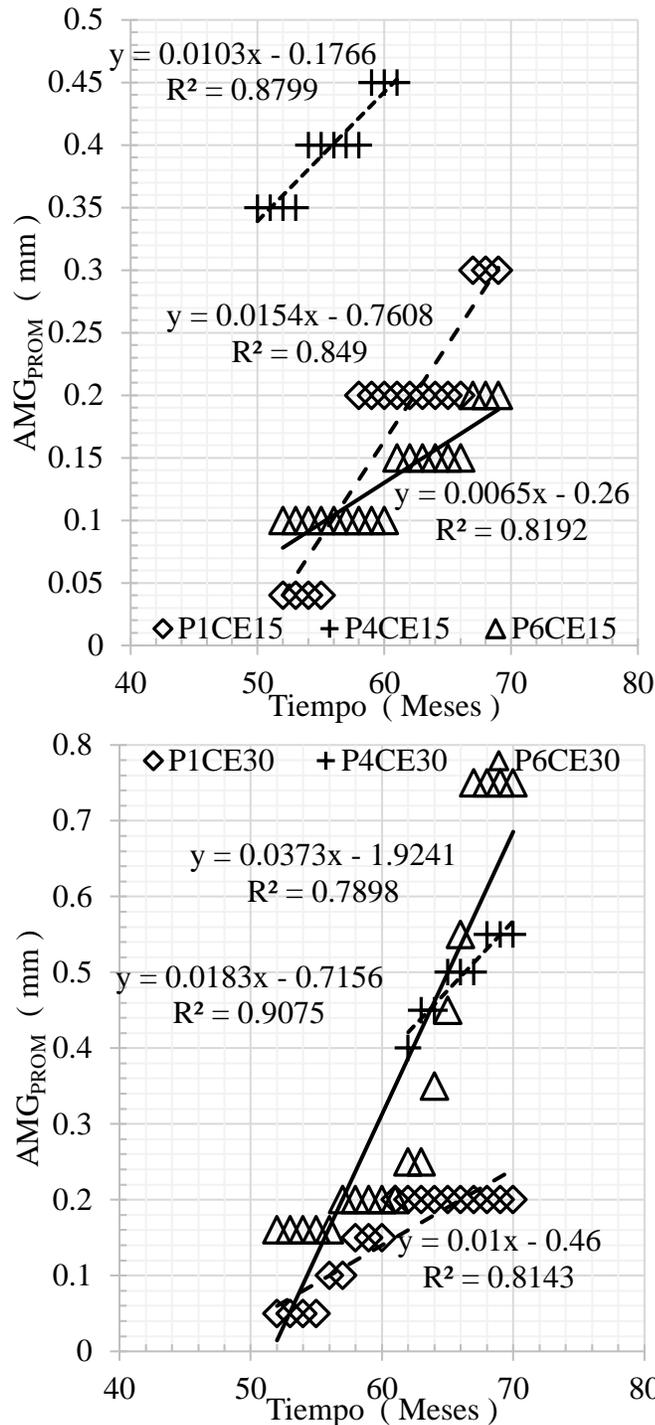


Figura 12. Estudio de propagación de grietas para especímenes de concreto con una relación a/c 0,65, cara expuesta, en la estación de ensayo natural La Voz, Venezuela (a) barra a 15 mm de profundidad y (b) barra a 30 mm de profundidad

En base a la data disponible hasta el momento, se desarrolló una correlación empírica entre VOGS e i_{CORR} , lo cual se muestra en la Figura 13. Como se observa en esta figura, no existe una diferencia aparente entre la correlación para las barras localizadas a 15 mm y 30 mm. A partir de datos experimentales adicionales, de la otra relación w/c, en la estación de ensayo La Voz, Venezuela, y de prismas de otras estaciones DURACON donde la corrosión se encuentre activa, se corroborará esta relación observada, en donde la velocidad de ensanchamiento de las grietas es directamente proporcional al i_{CORR} de la barra de refuerzo, que a su vez son los óxidos expansivos para producir tales grietas.

Esta correlación empírica ayudará a establecer un estimado indirecto de la velocidad de corrosión del acero de refuerzo con solo un estudio del ancho de grietas, el cual se lleva a cabo en un período de tiempo de al menos un año (12 meses); si la persona a cargo del mantenimiento de la estructura corroída no es capaz de tener equipos de prueba para determinar tales valores electroquímicos.

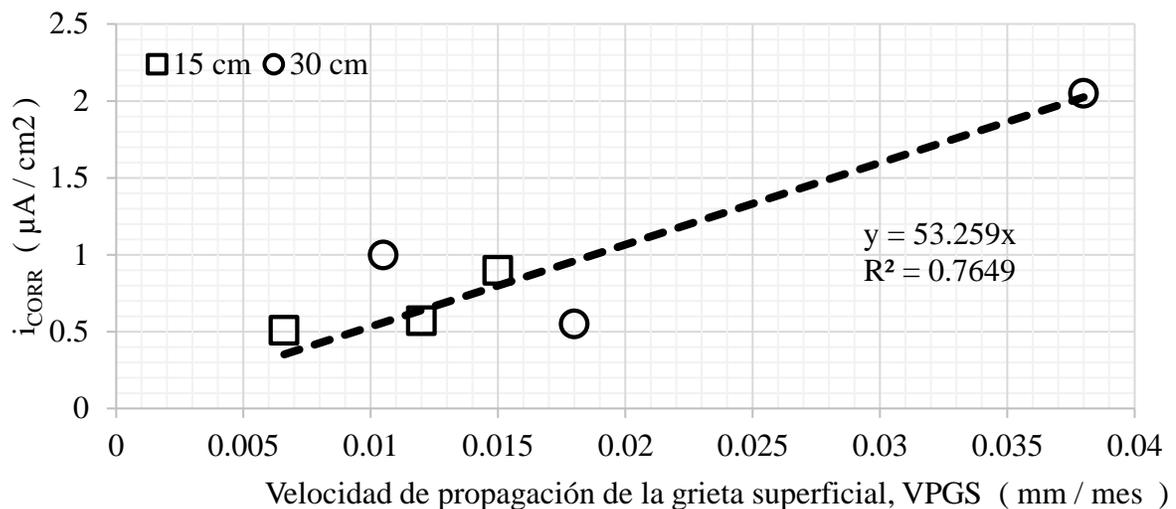


Figura 13. Correlación Empírica entre VPGS e i_{CORR} , Prismas de concreto con una relación a/c 0,65, estación de ensayos La Voz, Venezuela

3. CONCLUSIONS

1. Se encontró una excelente correlación entre el ancho máximo de grietas promedio ($AMG_{PROM.}$) y la pérdida de radio (x_{PROM}/r_0) inducida por corrosión (barras a 15 mm y 30 mm de recubrimiento de concreto en las caras expuestas y resguardadas de los vientos preferenciales, en especímenes con a/c 0,65); la cual puede utilizarse para predecir la pérdida de sección de la barra para un ancho de grieta dado.
2. La tendencia de la pendiente de $AMG_{PROM.}$ vs x/r_0 para la data de corrosión natural, fue más alta que la obtenida con la data de corrosión acelerada. Esto puede reducir el tiempo para la rehabilitación de elementos de concreto corroídos en estructuras expuestas a ambientes marinos.
3. Se estableció una correlación empírica entre la velocidad de propagación de las grietas (VPGS) e i_{CORR} para los especímenes con a/c 0,65 expuestos en la estación La Voz, Venezuela; lo cual puede ayudar a estimar i_{CORR} , indirectamente, si se conocen los valores de $AMG_{PROM.}$ del elemento corroyéndose, obtenidos en un período de tiempo de al menos 1 año.

4. RECONOCIMIENTOS

Los autores agradecen al CYTED y a la Universidad del Zulia por el financiamiento de esta investigación, y a todas aquellas personas que ayudaron con el monitoreo del levantamiento de grietas y la evaluación electroquímica por tan largo período de tiempo; lo cual no hubiese sido posible sin su ayuda. También nuestro agradecimiento al Dr. Douglas Linares por su ayuda en la traducción del trabajo.

5. REFERENCIAS

- Almusallam, A. A., Al-Gahtani, A. S., Maslehuddin, M., Khan, M. M., Aziz, A. R. (1997), *Evaluation of Repair Materials for Functional Improvement of Slabs and Beams with Corroded Reinforcement*. Proc. ICE-Struct. Build 122 (1): 27-34.
- Cabrera, J.G. (1996), *Deterioration of concrete due to reinforcement steel corrosion*, Cement and Concrete Composites, 18 (1), pp. 47-59. [https://doi.org/10.1016/0958-9465\(95\)00043-7](https://doi.org/10.1016/0958-9465(95)00043-7)
- Cabrera-Madrid, J. A., Balancán-Zapata, M., Torres-Acosta, A. A., Castro-Borges, P. (2014) “*Effect of tropical marine microclimates on depassivation and corrosion-induced cracking of reinforced concrete,*” International Journal of Electrochemical Science, vol. 9, pp. 8211 – 8225, ISSN: 1452-3981.
- Feliú, S., González, J. A., Feliú, V., Feliú, S. Jr., Escudero, M. L., Rodríguez Maribona, I. A., Ausin, V., Andrade, M. C., Bolano, J. A., Jimenez, F. (1933), *Corrosion detecting probes for use with a corrosion-rate meter for electrochemically determining the corrosion rate of reinforced concrete structures*, U.S., Patent 5259944 A.
- González, J. A., Andrade, C., Alonso, C., Feliú, S. (1995), *Comparison of rates of general corrosion and maximum pitting penetration on concrete embedded Steel reinforcement*. Cement and Concrete Research, 25 (2), pp. 257-264. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(95\)00006-2](https://doi.org/10.1016/0008-8846(95)00006-2)
- Hernández, Y., de Rincón, O., Torres, A., Delgado, S., Rodríguez, J. (2016), “*Relación entre la Velocidad de Corrosión de la Armadura y el Ancho de Fisuras en Vigas de Concreto Armado Expuestas a Ambientes que Simulan el Medio Marino*”. Revista ALCONPAT, 6 (3), pp. 272-283. DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v6i3.152>.
- Huang, R., Yang, C. C. (1997), *Condition Assessment of Reinforced Concrete Beams Relative to Reinforcement Corrosion*. Cement and Concrete Composites, 19 (2), pp. 131-137. [https://doi.org/10.1016/S0958-9465\(96\)00050-9](https://doi.org/10.1016/S0958-9465(96)00050-9)
- ISO 9223:2012 (latest revision), “*Corrosion of metals and alloys -- Corrosivity of atmospheres -- Classification, determination and estimation*”, (Geneva, Switzerland: ISO).
- Mangat, P. S., Elgarf, M. S. (1999), “*Strength and serviceability of repaired reinforced concrete beams undergoing reinforcement corrosion*”. Magazine of Concrete Research, 51 (2), pp. 97-112. <https://doi.org/10.1680/mac.1999.51.2.97>
- Rodríguez, J., Ortega, L. M., Casal, J. (1997), *Load carrying capacity of concrete structures with corroded reinforcement*, Construction and Building Materials, 11 (4), pp. 239-248. [https://doi.org/10.1016/S0950-0618\(97\)00043-3](https://doi.org/10.1016/S0950-0618(97)00043-3)
- Tachibana, Y., Maeda, K. I., Kajikawa, Y., Kawamura, M. (1990). “*Mechanical behaviour of RC beams damaged by corrosion of reinforcement*. *Corrosion of Reinforcement in Concrete*” in Third International Symposium on Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction, paper no. 00606810: Elsevier Science Publishers/CICC Publications, ISBN: 1-85166-487-4, May 21-24, p. 178-187.
- Torres Acosta, A.A. (1999) “*Cracking induced by localized corrosion of reinforcement in chloride contaminated concrete*”, Ph.D. Thesis, University of South Florida, Tampa, FL.

- Torres Acosta, A. A., Martínez Madrid, M. (2003), *Residual Life of Corroding Reinforced Concrete Structures in Marine Environment*. Journal of Materials in Civil Engineering, 15 (4), pp. 344-353. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0899-1561\(2003\)15:4\(344\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(2003)15:4(344))
- Torres Acosta, A. A., Hernández, Y., Troconis de Rincón, O., Delgado, S., Rodríguez, J. (2007). “*Agrietamiento de vigas de concreto por corrosión del acero de refuerzo cuando se les aplica una carga externa permanente,*” Boletín del Instituto Mexicano del Transporte (IMT), Notas 109, N°2, <http://ww.imt.mx/SitioIMT/Boletines/resumen-boletines.aspx?IdArticulo=314&IdBoletin=110> (Aug. 05, 2014).
- Torres-Acosta, A. A. and Castro-Borges, P. (2013). “*Corrosion-Induced Cracking of Concrete Elements Exposed to a Natural Marine Environment for Five Years*”, Corrosion, v. 69, No. 11, November, pp. 1122-1131, ISSN: 0010-9312.
- Troconis de Rincón, O., et al. (2007), “*Effect of the marine environment on reinforced concrete durability in Iberoamerican countries: DURACON project/CYTED*”. Corrosion Science, 49 (7), pp. 2832-2843, <https://doi.org/10.1016/j.corsci.2007.02.009>
- Vidal, T., Castel, A., Françoise, R. (2004), “*Analyzing crack width to predict corrosion in reinforced concrete*”, Cement and Concrete Research, 34 (1), pp. 165-174. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(03\)00246-1](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(03)00246-1)

Control de la resistencia a compresión del concreto: análisis comparativo entre los procedimientos propuestos de por la ABNT, ACI y EN. Estudio de caso

R. Boni¹ , C. Brites¹ , P. Helene^{1*} 

*Autor de Contacto: paulo.helene@concretophd.com.br

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i3.303>

Recepción: 16/03/2018 | Aceptación: 19/07/2018 | Publicación: 31/08/2018

RESUMEN

Se presentan resultados del control de resistencia a compresión del concreto con la normalización brasileña, así como comparaciones con los controles propuestos por ACI 318-14 y EN 206. En Brasil, el control de resistencia a compresión del concreto es conforme la ABNT NBR 12655: 2015. Sin embargo, cuando este control se realiza bajo otras normas, los resultados finales no coinciden, debido a que el procedimiento de muestreo y los criterios de aceptación son distintos. Para este artículo se realizó un estudio de caso real, donde se empleó una dosificación de concreto con $f_{ck}=40\text{MPa}$, auto consolidable, producido durante 2 años y 9 meses y aplicado en la estructura de un emprendimiento en la ciudad de São Paulo.

Palabras clave: control de la resistencia del concreto; variabilidad de la resistencia a la compresión del hormigón; comparación normas ABNT NBR 12655: 2015 con ACI 318-14 y EN 206.

Citar como: R. Boni, C. Brites, P. Helene (2018), “Control de la resistencia a compresión del concreto: análisis comparativo entre los procedimientos propuestos de por la ABNT, ACI y EN. Estudio de caso.”, Revista ALCONPAT, 8 (3), pp. 333-346, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i3.303>

¹ Universidade de Sao Paulo y PhD Engenharia, Brasil.

Información Legal

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

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

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

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

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el segundo número del año 2019 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del primer número del año 2019.

Concrete strength control: ABNT, ACI and EN comparative procedures. Site study case

ABSTRACT

This paper presents an approach regarding the control of compressive strength of concrete performed by Brazilian standard, additionally was proceeded with an analysis, from the same data, performed by ACI 318-14 and EN 206. In Brazil, the control of the axial compressive strength of concrete is proceed following ABNT NBR 12655:2015. However, when this control is proceeded by other standards criteria, the results are not coincident. The ACI 318 procedures of sampling and the acceptance criteria are different from the model adopted by Brazilian standard. For this paper, a real case study was carried out, where a $f_{ck}=40\text{MPa}$, (SCC) has been produced, during 2 years and 9 months and poured on the building structure located in the city of São Paulo.

Keywords: strength control of concrete; variability of concrete compressive strength; comparison standard ABNT NBR 12655 with ACI 318 and EN 206.

Controle da resistência à compressão do concreto: análise comparativa entre os procedimentos propostos pela ABNT, ACI e EN. Estudo de Caso

RESUMO

Neste artigo estão apresentados os resultados obtidos no controle de resistência à compressão do concreto realizado conforme normalização brasileira, bem como análises comparativas com os controles propostos pelo ACI 318-14 e EN 206. No Brasil, atualmente, o controle da resistência à compressão do concreto é realizado conforme a ABNT NBR 12655:2015. Entretanto, quando este controle é realizado à luz de outras normas, os resultados obtidos não coincidem, devido ao fato dos procedimentos de amostragem e critérios de aceitação serem distintos. Este artigo apresenta um estudo de caso real, onde foi empregado um traço de concreto $f_{ck} = 40\text{MPa}$, autoadensável, produzido durante 2 anos e 9 meses e aplicado na estrutura de um empreendimento localizado na cidade de São Paulo.

Palavras-chave: controle da resistência do concreto; variabilidade da resistência à compressão do concreto; comparação normas ABNT NBR 12655:2015 com ACI 318-14 e EN 206.

1. INTRODUCCIÓN

En Brasil, actualmente, el control de la resistencia a la compresión del concreto es realizado de acuerdo con las prescripciones de la norma ABNT NBR 12655: 2015 "Concreto de cemento Portland - Preparación, control, recepción y aceptación - Procedimiento" que presenta, en el subíndice 6.2 " "Ensayos de resistencia a la compresión", los límites máximos para la formación de lotes de concreto, criterios de muestreo y los dos tipos de control tecnológico considerados: control estadístico por muestreo parcial y control por muestreo total a 100%.

En el control por muestreo parcial las muestras se recolectan aleatoriamente de hormigonadas distintas, respetando la cantidad mínima de ejemplares (según los grupos y clases de resistencia del concreto) para posterior determinación del $f_{ck,est}$ por medio de expresiones matemáticas (con base estadística) denominadas estimadores . Estas expresiones tienen en cuenta, en el caso de muestras con un número de ejemplares comprendidos entre $6 \leq n < 20$, los menores resultados obtenidos y, para muestras con veinte o más ejemplares ($n \geq 20$), la resistencia media (f_{cm}) y la desviación estándar de producción y ensayo efectivo, denominado en la norma como s_d .

Además, en el control por muestreo parcial, el valor de $f_{ck,est}$ obtenido debe ser comparado con los valores mínimos admitidos (determinados en función de la condición de preparación del concreto y del número de ejemplares). Se consideran también algunos casos excepcionales: concretos producidos por betonadas de pequeño volumen y muestras compuestas por número de ejemplares comprendidos entre $2 \leq n \leq 5$.

Se destaca que, en Brasil, el control por muestreo parcial es comúnmente empleado en fábricas de pre-moldeados de concreto (losas alveolares, vigas, comlunas, etc.), debido principalmente a la dinámica de producción, repetibilidad de las piezas y al elevado número de hormigonadas, siendo menos susceptible su empleo en obras de arte o de edificaciones, construidas por hormigón *in loco*. En cuanto al control por muestreo total (100%), todas las hormigonadas son muestreadas y la resistencia característica a la compresión del concreto estimado ($f_{ck,est}$) es dada por el valor de la resistencia a la compresión del ejemplar de cada hormigón, una vez que la muestra, en este caso del 100%, se confunde con la población. Se trata de un control ampliamente utilizado en Brasil en obras de edificios comerciales y residenciales de múltiples pavimentos desde la vigencia de la ABNT NB-1 de 1978.

Conforme a lo establecido en el subíndice 6.2.2 "Muestreo" de la norma ABNT NBR 12655: 2015, cada ejemplar debe estar constituido por dos probetas de la misma amasada y moldeados en el mismo acto. La resistencia del ejemplar, para una determinada edad de ruptura, es la más alta entre los dos valores obtenidos en el ensayo de resistencia a la compresión.

El control de la resistencia a la compresión del hormigón de las estructuras de edificación y de obras de arte es parte integrante de la introducción de la seguridad en el proyecto estructural siendo indispensable su permanente comprobación a lo largo de la ejecución de la estructura (Pacheco & Helene, 2013a), así como su consistencia mediante la adecuada asignación del lanzamiento del hormigón.

En este trabajo se presentan los resultados obtenidos durante el control de resistencia a la compresión del concreto realizado por muestreo total a la luz de la ABNT NBR 12655, así como análisis comparativos con el control propuesto por la norma americana ACI 318-14 "*Building Code Requirements for Structural Concrete*" y la norma europea EN-206: 2013 "*Concrete - Specification, performance, production and conformidad*". Para ello, se analizó una composición de concreto $f_{ck} = 40\text{MPa}$, autoadensable con clase de dispersión SF 2 (slump-flow de 660mm a 750mm), conforme clasificación de la ABNT NBR 15823: 2010 "*Concreto auto-adensável. Parte 1: Clasificación, control y aceptación en el estado fresco*", producido en una sola central dosificadora durante un período de 2 años y 9 meses y aplicado en las estructuras de hormigón armado de 1 (una) torre comercial y 2 (dos) torres corporativas, con 24 a 36 pisos, de un emprendimiento ubicado en la ciudad de São Paulo.

2. ANTECEDENTES

2.1 Características del hormigón y particularidades de la producción

Con base en las directrices del método de dosificación IBRACON (Tutikian & Helene, 2011), en las especificaciones de proyecto, insumos disponibles, condiciones y particularidades del sitio de obras del emprendimiento se realizó un extenso estudio de dosificación racional y experimental para la elaboración de un concreto autoadensable con $f_{ck} = 40\text{MPa}$. Este estudio fue desarrollado de acuerdo con las normas ABNT NBR 12655 y ABNT NBR 15823.

Considerando todos los aspectos mencionados, se obtuvo la dosificación detallada en la Tabla 1.

Tabla 1. Composición del concreto $f_{ck} = 40\text{MPa}$, en masa, materiales secos, para 1m^3 de hormigón.

Insumos	$f_{ck} 40\text{MPa}$
cemento (CP III-40-RS)	380kg
Microsílice	20kg
Agua	180kg
arena fina natural	364kg
arena artificial	546kg
piedra 0 (dimensiones de 4,5mm a 9,5mm)	279kg
piedra 1 (dimensiones de 9,5mm a 19mm)	651kg
aditivo plastificante, 0,6% en masa de cemento	2,3kg
aditivo superplastificante, 1,2% en masa de cemento	4,6kg
masa específica del concreto fresco (kg/m^3)	2420
Slumpflow	SF2
contenido de aire atrapado (%)	0,8

Precedente al empleo del concreto, se realizó un evento prototipo para evaluar el comportamiento del hormigón estudiado en laboratorio, en las condiciones de obra. En la oportunidad, se observó en campo que la cantidad de aditivo superplastificante podría reducirse en hasta un 30%, en virtud de la mayor energía de mezcla del camión hormigonera y de las condiciones climáticas favorables. La Fig. 1 presenta el aspecto visual del concreto en cuestión, en su estado fresco, observado durante la ejecución del ensayo de dispersión para determinación de la fluidez (*slumpflow test*), realizado durante el evento de hormigón prototipo.

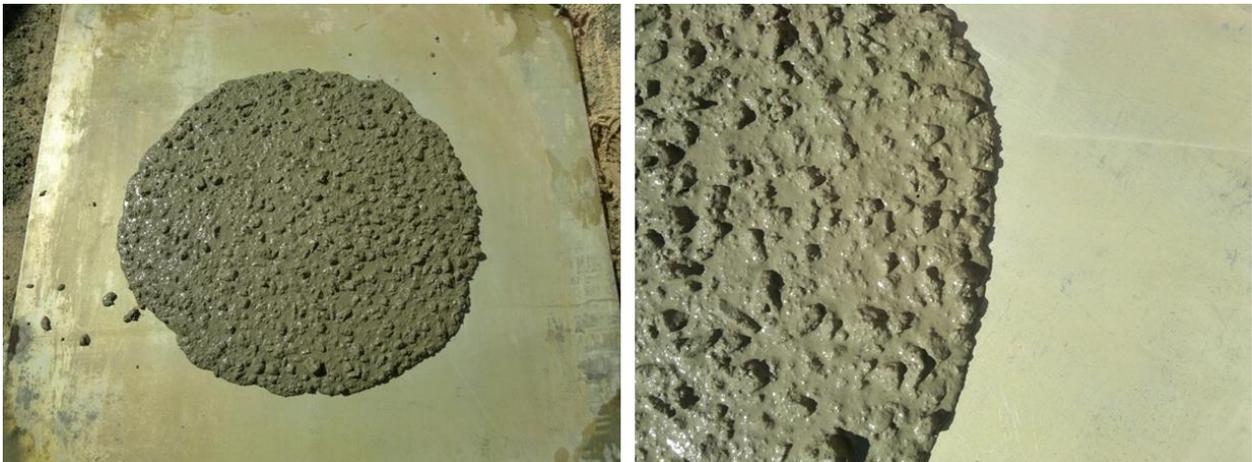


Figura 1. Aspecto visual del concreto autocompactante observado durante el ensayo de dispersión (*slumpflow test*).

En vista de los resultados satisfactorios obtenidos para el concreto tanto en el laboratorio como en el evento prototipo en campo, esa composición de concreto fue adoptado para la producción regular, siendo adecuado y mantenido constante durante todo el período de casi 3 años, considerado en este estudio.

La producción del concreto fue realizada en Central dosificadora estacionaria provista de sistema de carga automatizada, punto de carga cubiertos, balanzas e hidrómetros aferidos mensualmente

con disponibilidad de seis camiones hormigonera. La central dosificadora estacionaria de hormigón se ubicaba en el interior del sitio de obras y produjo concreto único y exclusivamente para el emprendimiento en cuestión, con capacidad de producción de hasta $70\text{m}^3/\text{h}$.

En cuanto a los procedimientos de carga, las britas o piedras, arenas, cemento, agua y aditivo plastificante se añadían en el punto de carga de la central y la microsílíce se colocaba en la cinta transportadora directamente sobre los agregados para asegurar una mejor homogeneización de la mezcla final, en el globo del camión hormigonera.

La humedad de los agregados se determinó 3 veces al día al menos a través del uso de la botella de Chapman (ABNT NBR 9775: 2011 "*Agregado Miudo - Determinación del contenido de humedad superficial por medio del frasco de Chapman - Método de ensayo*"). La humedad obtenida era lanzada en el software del sistema de balanza de la Central dosificadora que efectuaba automáticamente las correcciones necesarias.

Después de la carga del concreto se añadía, el aditivo superplastificante. Esta adición era procedida en volumen, por profesional entrenado por medio de la utilización de baldes graduados. En algunas oportunidades, hubo el empleo de 100% de hielo en sustitución del agua de amasamiento (caso de concretos de elementos de fundación de grandes volúmenes). Tanto en la adición de hielo, como de aditivo superplastificante y microsílíce había el control de las cantidades agregadas, mediante acompañamiento de profesionales extras contratados junto al Laboratorio responsable por el control de la resistencia a la compresión del concreto (control de las bolsas de hielo, de microsílíce y verificación del volumen de aditivo).

Importante registrar que, una vez fuera de la Central dosificadora, no era permitido añadir agua al hormigón, en hipótesis alguna. En caso de necesidad de corrección del slumpflow, se empleaba el aditivo superplastificante (añadido, eventualmente, en cantero de obras por profesional entrenado después de autorización del responsable y sólo para corrección de la fluidez del concreto fresco).

En este contexto, el concreto fue suministrado siempre con la misma composición o dosificación, por la misma central dosificadora durante un período de 2 años y 9 meses. En total, se generaron, aproximadamente 1.600 camiones hormigonera con 8m^3 cada uno, totalizando cerca de 12.000m^3 de concreto, es decir, en promedio $360\text{m}^3/\text{mes}$.

2.2 Plan de control de la resistencia

El control de resistencia a la compresión del concreto fue realizado por muestreo total respetando las prescripciones de la norma ABNT NBR 12655 por Laboratorio acreditado por el INMETRO perteneciente a la Red Brasileña de Laboratorio de Ensayos, que utilizó laboratoristas calificados y certificados por el IBRACON a través de su Núcleo de Calificación y Certificación de Personal. El plan de control de la resistencia del concreto adoptado durante todo el proceso de producción consistía en el moldeo de 4 (cuatro) probetas cilíndricas con diámetro de 10 cm y altura de 20 cm de cada uno de los camiones hormigonera siendo, 1 (uno) para ensayo de resistencia a la compresión a los 7 días, 2 (dos) a 28 días y 1 (uno) a 63 días de edad.

Las probetas fueron moldeadas en moldes metálicos en un piso plano, protegido de las intemperies y posteriormente (después de un desmoldeo entre 24 y 36 h), transportados en cajas de arena seca hasta la central del Laboratorio de control tecnológico ubicado a una distancia de aproximadamente 15 km del sitio de la obra, para sazonomiento y ensayo. Estos fueron almacenados en cámara húmeda, tuvieron sus topes preparados por medio de rectificación y fueron ensayados en prensas calibradas periódicamente, de conformidad con las normas ABNT NBR 5738: 2015 "*Concreto - Procedimiento para moldeo y curación de probetas*" y ABNT NBR 5739 : 2007 "*Concreto - Ensayo de compresión de probetas cilíndricas*".

3. RESULTADOS

3.1 Presentación de los resultados de resistencia a la compresión a la luz de la ABNT

La resistencia a la compresión de cada uno de los ejemplares fue determinada después de la ruptura de las probetas, conforme las prescripciones de la norma ABNT NBR 5739.

En la Fig. 2 se presenta la carta de valores individuales de las resistencias a la compresión del hormigón a los 28 días de edad, el histograma y la distribución normal correspondiente. En esta carta, el eje de las abscisas presenta los ejemplares en orden cronológico y, el eje de las ordenadas, los valores de resistencia a la compresión de los ejemplares.

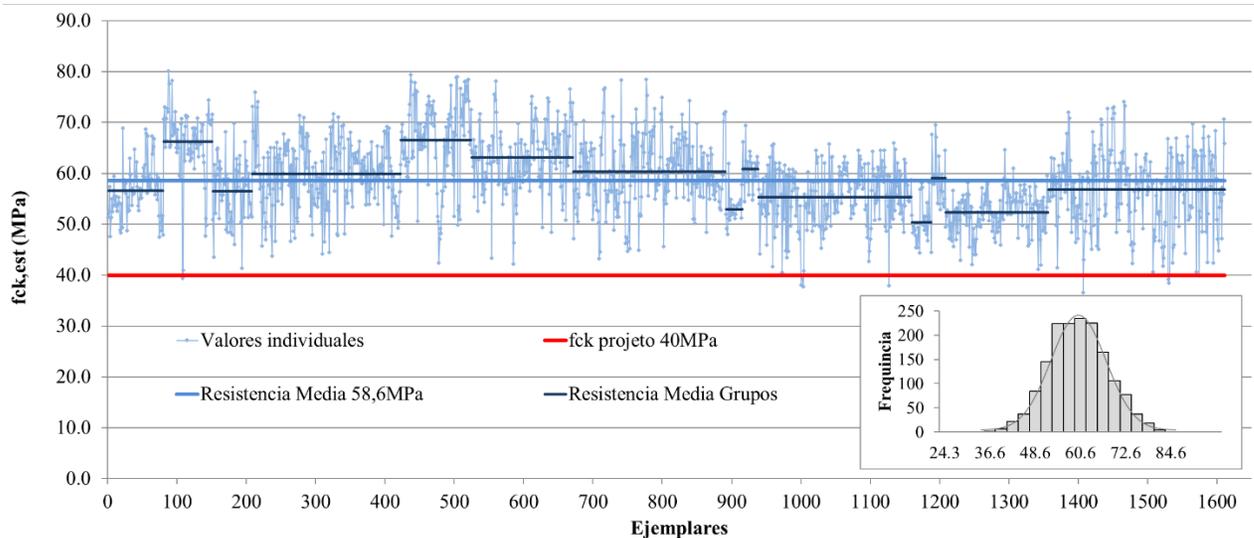


Figura 2. Carta de valores individuales con base en los resultados de resistencia a la compresión del hormigón a los 28 días de edad e histograma correspondiente.

La carta presenta alrededor de 1600 resultados de resistencia a la compresión, obtenidos a lo largo de 2 años y 9 meses. Estos resultados variaron de 36,6 MPa a 80,1 MPa, con un promedio de 58,6 MPa, siendo el menor valor obtenido equivalente a $0,91 * f_{ck}$. Se constataron 11 (once) resultados por debajo de la resistencia especificada en proyecto ($f_{ck} = 40\text{MPa}$), es decir, cerca del 0,7% del total de camiones. En una distribución normal (curva de Gauss) el cuantil de defectos correspondería a un coeficiente de 2,46 en lugar de los 1,645 del cuantil 5%.

La variabilidad de la resistencia a la compresión de un mismo concreto puede oscilar en torno a diferentes valores, pues en el transcurso del proceso productivo ocurren cambios de centrado, principalmente debido a diferentes partidas de cemento y agregados.

El valor de la resistencia a la compresión de ese hormigón, obtenido directamente de la población, sería de f_{ck} , debido al concepto de resistencia característica del concreto descrito en el subíndice 12.2 "Valores característicos" de la norma ABNT NBR 6118: 2014 "Proyecto de estructuras de concreto - Procedimiento", el valor de la resistencia a la compresión de ese concreto, obtenido directamente de la población, sería de $f_{ck,5\%} = 46,5\text{MPa}$. La desviación estándar de las operaciones de producción y ensayo obtenido fue $s_c = 6,6\text{MPa}$ y el coeficiente de variación $V_c = 11,2\%$.

Aún, la resistencia característica de este concreto adaptada del criterio de muestreo parcial de la ABNT NBR 12655, sería de $f_{ck,est} = f_{cm} - 1,65 * s_c = 47,7\text{MPa}$, aunque, en este caso, se trata sólo de una especulación matemática, pues el criterio efectivo a ser utilizado debe ser el de muestreo total al 100%.

3.2 Evaluación del control del proceso de producción

De acuerdo con el ítem 7 "Análisis del proceso" de la ABNT NBR 7212: 2012 "Ejecución de concreto dosificado en central - Procedimiento" la evaluación del control del proceso debe ser realizada con base en la desviación estándar, conforme presentado en la Tabla 2.

Tabla 2. Desviación estándar del proceso, ABNT NBR 7212: 2012.

Lugar de producción	Desviación estándar (MPa)			
	Nivel 1	Nivel 2	Nivel 3	Nivel 4
Planta estacionaria de hormigón	$s < 3,0$	$3,0 < s < 4,0$	$4,0 < s < 5,0$	$s > 5,0$

De esta forma, por medio del análisis de la desviación estándar y de los criterios preconizados por la ABNT NBR 7212: 2012, se trata de una Central Nivel 4.

De acuerdo con los parámetros establecidos actualmente por la ABNT NBR 12655, esta desviación estándar de la producción es elevada y no compatible con la producción de hormigón en planta, clase A. Por otro lado, la norma ABNT NB-1 de 1960, consideraba que la producción de concreto con desviación estándar igual o inferior al 15% debía ser clasificada como producción rigurosa, o sea, correspondería a la mejor clasificación en la época.

El coeficiente de variación (V_c) es el parámetro que debe utilizarse para calificar o clasificar el rigor de producción del hormigón, de acuerdo con el ACI 214, para el cálculo de las normas de control, para concretos de $f_{ck} \geq 35\text{MPa}$ (caso en cuestión) presentado en la Tabla 3, y en ese caso la producción puede ser clasificada con rigor bueno/razonable.

Tabla 3. Coeficiente de variación de las operaciones de producción y ensayo (V_c), ACI 214.

Producción	Coeficiente de variación				
	Excelente	Muy bien	Bueno	Razonable	Deficiente
Control en obra	$< 7,0\%$	7,0% a 9,0%	9,0% a 11,0%	11,0% a 14,0%	$> 14,0\%$
Investigaciones en laboratorio	$< 3,5\%$	3,5% a 4,5%	4,5% a 5,0%	5,0% a 7,0%	$> 7,0\%$

3.3 Influencia de las operaciones de ensayo y control

Los resultados de resistencia a la compresión a los 28 días de edad disponibles fueron analizados, desde el punto de vista de la influencia de las operaciones de ensayo y control, de acuerdo con los criterios recomendados por el American Concrete Institute en el ACI-214R-11 "Guide to Evaluation of Strength Test Results of Concrete".

Esta metodología consiste en el cálculo de la desviación estándar y del coeficiente de variación debido a las operaciones de ensayo y control, teniendo como base el resultado de resistencia a la compresión de probetas hermanas y posterior comparación con los criterios de control sugeridos en el Capítulo 4 "Strength Data" que establece lo siguiente:

a) Cálculo de la desviación estándar de las operaciones de ensayo y control:

$$se = \frac{\sum_{i=1}^n Ai}{n.d2} \quad \text{(ecuación 3.1)}$$

donde:

- s_e : desviación estándar de las operaciones de ensayo en MPa;
- n : número de ejemplares considerados compuestos de p probetas (nunca inferior a 10 ejemplares);
- A : diferencia entre el mayor y el menor resultado de las dos probetas que representan un mismo ejemplar;
- d_2 : coeficiente que depende del número p de probetas representativas de un mismo ejemplar, conforme Tabla 4.

Tabla 4. Coeficientes d_2 para el cálculo de la desviación estándar de las operaciones de ensayo y control.

Número p de ejemplares	d_2
2	1,128
3	1,693
4	2,059

b) Cálculo del coeficiente de variación o variabilidad de las operaciones de ensayo y control:

$$V_e = \left(\frac{s_e}{f_{cmj}} \right) \cdot 100 \quad (\text{ecuación 3.2})$$

donde:

- s_e : desviación estándar de las operaciones de ensayo en MPa (valor obtenido en el ítem a)
- V_e : coeficiente de variación debido a las operaciones de ensayo y control (%);
- f_{cmj} : media de todos los resultados utilizados, a los j edades de edad, en MPa.

c) Determinación del Estándar de Control, conforme Tabla 5:

Tabla 5. Coeficiente de variación de las operaciones de ensayo y control (V_e), ACI 214.

Producción	Coeficiente de variación				
	Excelente	Muy bien	Bueno	Razonable	Deficiente
Control en obra	< 3,0%	3,0% a 4,0%	4,0% a 5,0%	5,0% a 6,0%	> 6,0%
Investigaciones en laboratorio	< 2,0%	2,0% a 3,0%	3,0% a 4,0%	4,0% a 5,0%	> 5,0%

Considerando la diferencia de resistencia a la compresión entre las 2(dos) probetas hermanas rotas a los 28 días de edad, los resultados obtenidos a lo largo de todo el período de producción del concreto indicaron desviación estándar de las operaciones de ensayo y control (s_e) de 0,6MPa a 1,0MPa y coeficiente de variación debido a las operaciones de ensayo y control (V_e) entre el 1,1% al 1,6%.

Siendo así, conforme a los límites preconizados por el ACI 214, todos los resultados apuntan a un patrón de control de las operaciones de ensayo, en obra, excelente. Se observa, por otro lado, que los resultados obtenidos son más rigurosos que los ensayos realizados en investigaciones experimentales conducidas en laboratorio, lo que no es común.

3.4 Análisis comparativo entre los métodos de control propuestos por ABNT y ACI

Conforme a lo detallado anteriormente, el control de la resistencia a la compresión del concreto fue realizado por muestreo total de acuerdo con las prescripciones de la norma ABNT NBR 12655. Sin embargo, cuando los valores de resistencia a la compresión de esa misma producción de concreto se analizan a la luz del ACI 318, el juicio del proceso no coincide. Esto se explica debido al hecho de los procedimientos de muestreo, así como los criterios de aceptación prescritos por el ACI ser distintos del modelo adoptado por la ABNT.

En cuanto al muestreo, el ACI 318 en el ítem 26.12, recomienda como criterios mínimos

- ✓ un ejemplar por día de hormigonado;
- ✓ un ejemplar para cada 115 m³ de concreto producido;
- ✓ un ejemplar para cada 465 m² de área para losas o paredes;
- ✓ el control para volúmenes inferiores a 38m³ es dispensado, siempre que exista una declaración aprobada de la composición del concreto.

De acuerdo con el ACI 318, el valor de la resistencia a la compresión de cada uno de los ejemplares se determina por la media aritmética simple de los resultados obtenidos. Conforme a la ASTM C39-16b "*Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens*", si los valores individuales de las probetas hermanas difieren de más del 8%, los resultados son inadecuados y el ensayo debería repetirse. El ACI 318, así como la ABNT NBR 12655 y la norma europea EN-206:2013 "*Concrete - Specification, performance, production and conformidad*", también considera que de cada camión de hormigón se obtiene sólo 1 (un) valor de resistencia a la compresión.

El ACI 318 prescribe los siguientes criterios de aceptación y conformidad:

- ✓ para $f_{ck} \leq 35\text{MPa}$, ningún resultado individual debe ser inferior a $f_{ck} - 3,5\text{MPa}$;
- ✓ para $f_{ck} > 35\text{MPa}$, ningún resultado individual puede ser inferior a $0,9*f_{ck}$;
- ✓ el promedio móvil de cualquier 3(tres) resultados consecutivos debe ser igual o superior a la resistencia característica definida en el proyecto (f_{ck}).

De esta forma, a fin de realizar un análisis comparativo entre los controles efectuados por la ABNT y ACI, todos los valores de resistencia a la compresión obtenidos a los 28 días de edad también fueron tratados y organizados de acuerdo con los criterios de muestreo y aceptación propuestos por el ACI 318, como se muestra más adelante.

Considerando el criterio mínimo de muestreo propuesto por el ACI de un ejemplar a cada 115m³ de concreto (es decir, un moldeo de probetas a cada 14 camiones hormigonera de 8m³), se hizo posible analizar numerosas combinaciones de resultados, para todos los camiones hormigonera (población). Por lo tanto, para estudiar todas las posibilidades, se determinaron los envoltorios de los valores individuales y del promedio móvil de 3(tres) resultados consecutivos.

Conforme criterio preconizado por el ACI 318 todos los valores individuales deben ser mayores que 36MPa ($0,9*f_{ck}$). Se observa en la Fig. 3 (envoltorio de los valores individuales) que, frente a todas las posibilidades, ningún valor es menor que 36MPa (se subraya que el menor valor promedio individual registrado fue de 36,2MPa). Por lo tanto, este criterio de aceptación fue siempre atendido.

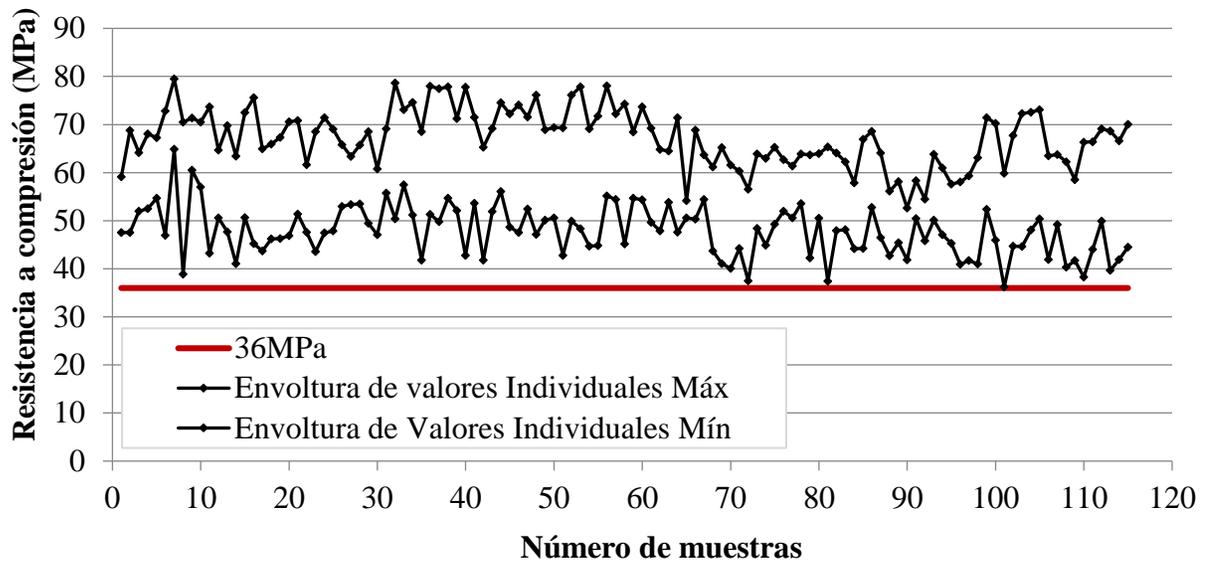


Figura 3. Envoltorio de resistencia a la compresión de los valores medios individuales de cada camión hormigonera.

Además, de acuerdo con el ACI, para garantizar la aceptación del concreto, se debe efectuar otro tipo de análisis. En la Fig. 4 se presenta el envoltorio del promedio móvil a lo largo de todo el período de producción. Se observa que en ningún caso el promedio móvil fue inferior a la resistencia característica definida en proyecto (40MPa). El menor valor registrado fue de 40,1MPa. Siendo así, sea cual fuere la combinación de resultados considerada, ese criterio de aceptación también fue siempre atendido.

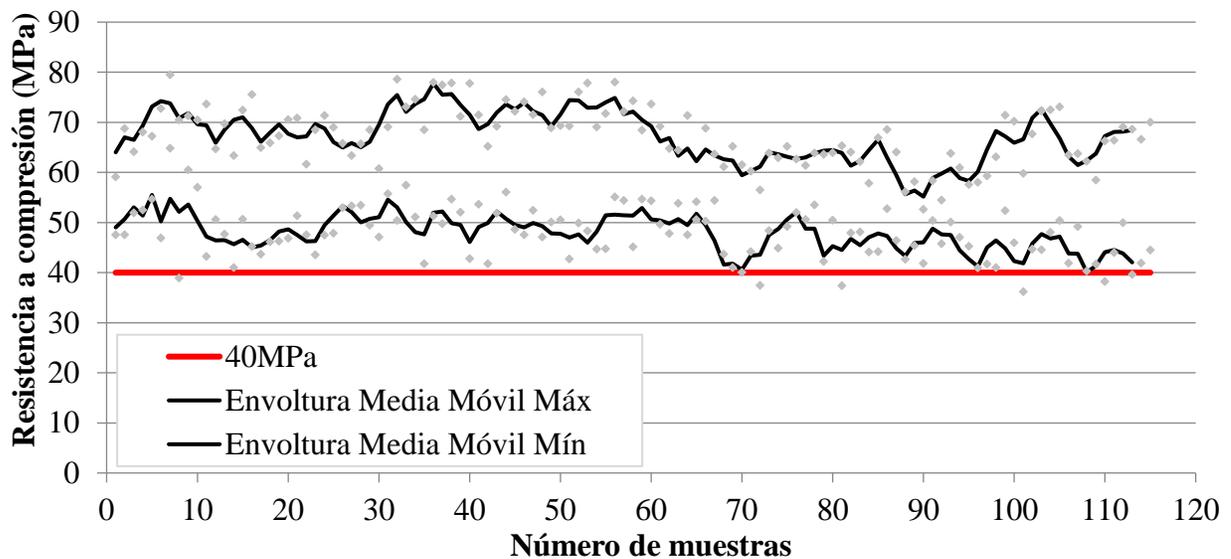


Figura 4. Envoltura del promedio móvil de 3 valores consecutivos a lo largo del período de producción.

Por lo tanto, considerando el escenario más desfavorable posible, si el control tecnológico del concreto fuera realizado a la luz del ACI 318 no existirían no conformidades una vez que ambos criterios (valores individuales y promedio móvil) siempre fueron atendidos simultáneamente.

3.5 Análisis comparativo entre los métodos de control propuestos por ABNT y EN

Así como la norma americana, la metodología europea EN 206 establece 2(dos) criterios para analizar la conformidad de la resistencia a la compresión del concreto: criterio para resultados individuales y criterio para resultados promedios. En el caso del análisis por criterio individual, cada resultado debe satisfacer la siguiente condición: todo y cualquier valor individual debe ser $\geq f_{ck} - 4\text{MPa}$.

En cuanto al criterio para resistencias promedias, la norma en cuestión permite que la resistencia a la compresión sea evaluada por uno de los siguientes métodos:

- ✓ método A o control de la producción inicial. En este caso, la resistencia promedio de 3(tres) resultados consecutivos debe ser $\geq f_{ck} + 4\text{MPa}$, siendo que los criterios de conformidad se desarrollaron sobre la base de resultados de ensayo no superpuestos. Por lo tanto, la aplicación de criterios de superposición de resultados (promedio móvil de resultados consecutivos) aumenta el riesgo de rechazo;
- ✓ método B o control de producción continua. Se trata de una opción cuando se establecen los criterios de producción continua, es decir, cuando al menos 35(treinta y cinco) resultados de ensayos están disponibles en un período de 3(tres) meses. De acuerdo con este método, el promedio de 15(quince) o más resultados consecutivos [puestos a disposición en un período no superior a 3 (tres) meses] debe ser $\geq f_{ck} + 1,48*\sigma$ (adoptando como σ la desviación estándar determinado al final del control de inicio de producción).

La EN 206 todavía permite que la conformidad de la resistencia a la compresión del concreto sea evaluada por el empleo de gráficos de control (método C), siempre que las condiciones de producción continua estén establecidas y que ésta sea certificada por terceros, lo que no es el caso de este estudio.

En cuanto a la formación de los lotes, cuando la producción continua se realiza en centrales de concreto con certificación de control de producción, las muestras deben ser retiradas cada 200 m³ (o una cada 3 días de producción). Si la producción de hormigón no tiene certificación de control de producción (como el caso en estudio), las muestras deben retirarse cada 150 m³ (o una por día de producción). Importante: en los primeros 50 m³ de producción deben retirarse 3(tres) muestras (probetas), como mínimo.

Es válido registrar que esta norma permite como resultado de un ejemplar el valor obtenido de una sola probeta o, en el caso de más rupturas, el resultado se define como el valor promedio. Los resultados individuales que se alejen más del 15% del valor del promedio deben ser desconsiderados.

Por lo tanto, análogo al caso discutido anteriormente (ACI), una vez que fueron moldeadas probetas para todos los camiones hormigonera (población), en el caso de la EN también fue posible efectuar un análisis considerando innumerables combinaciones de resultados.

De acuerdo con el criterio mínimo de muestreo propuesto por la EN de 3 (tres) ejemplares en los primeros 50 m³ de producción y, posteriormente, 1 (un) ejemplar cada 150 m³ de concreto (es decir, un moldeo de probetas a cada 18 camiones hormigonera de 8 m³), se obtuvo la envoltoria de valores individuales presentada en la Fig. 5.

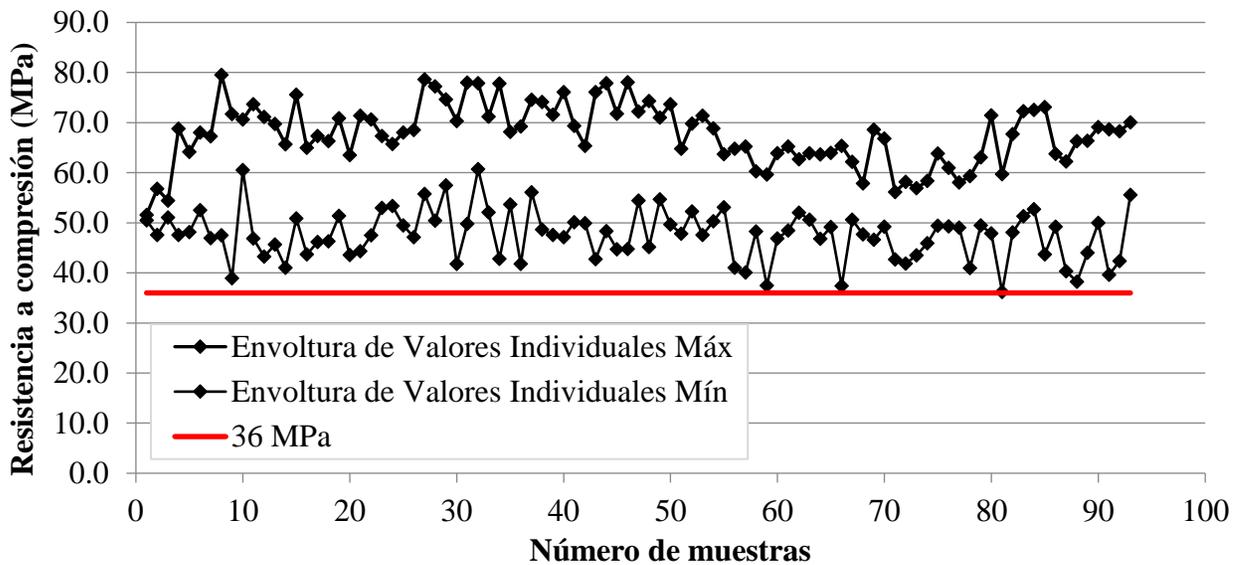


Figura 5. Involucramiento de resistencia a la compresión de los valores individuales.

Se observa que, durante el período de producción, el criterio de valores individuales preconizado en el subíndice 8.2.1.3.1 "Criteria for individual results" de la EN 206: 2013 fue atendido en todos los casos. De nuevo, vale recordar que el menor valor de resistencia a la compresión obtenido en ese período fue de 36,2 MPa, considerando el promedio entre 2(dos) probetas hermanas.

En cuanto al análisis de los resultados promedios, de forma a contemplar todas las posibilidades, se consideró la envoltura de los valores promedios de 3 (tres) resultados consecutivos no superpuestos, conforme evidenciado en la Fig. 6.

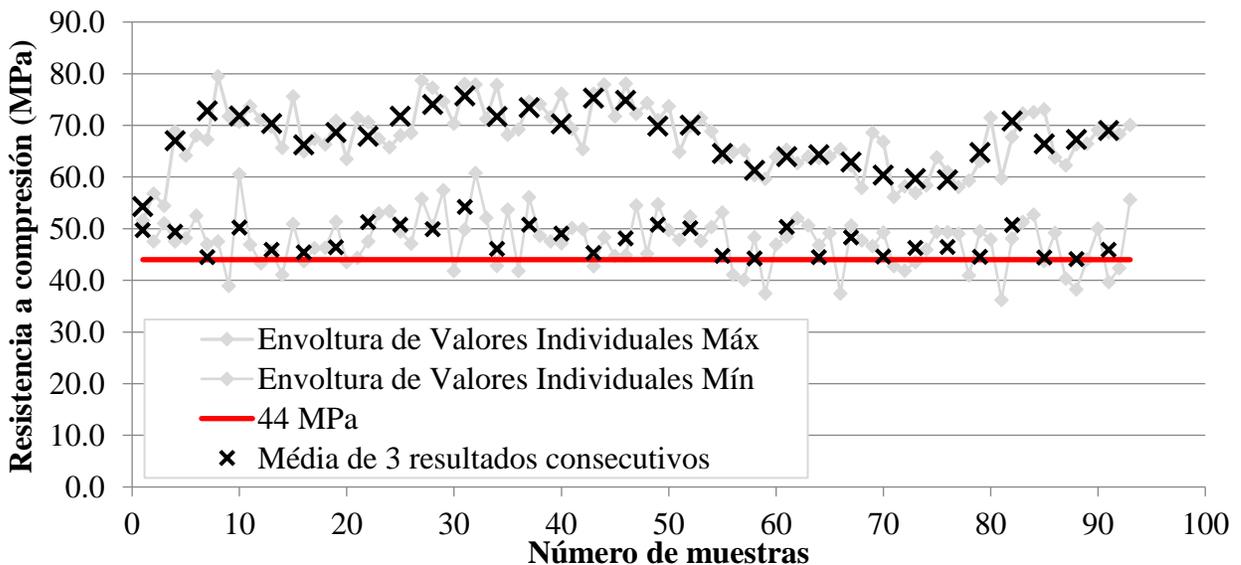


Figura 6. Envoltura del promedio de 3 (tres) valores consecutivos no superpuestos a lo largo del período de producción.

Igual que en el caso de la curva de valores individuales, la curva de valores promedios obtenida durante todo el período de producción siempre cumplió los requisitos establecidos en el subíndice 8.2.1.3.2 "Criteria for mean results" de la EN 206: 2013. En este caso, el menor valor obtenido fue de 44,1MPa, es decir, superior al criterio $\geq f_{ck} + 4MPa = 44MPa$.

Es importante señalar que los criterios de seguridad de las estructuras establecidos en la norma europea son distintos de los criterios adoptados por las normas americana y brasileña, pues

implican probabilidades de ruptura, valores característicos de las acciones y de las resistencias diferentes. Por lo tanto, es razonable esperar que los valores de resistencia a la compresión obtenidos en este caso sean un poco diferentes de los casos anteriores.

4. CONCLUSIONES

El control de resistencia a la compresión del concreto preconizado por la normalización brasileña es muy riguroso y el más seguro. El muestreo es total al 100% (población) y los resultados se analizan individualmente, sin tolerancias, es decir, cualquier valor de resistencia que sea inferior a la especificación de proyecto será considerado no conforme, por menor que sea la diferencia. Sin embargo, a pesar de ser muy seguro, se trata de un control oneroso, pues involucra el moldeo, manipulación, transporte, curado, rectificación y ruptura de muchas probetas del hormigón de todos los camiones hormigonera recibidos en obra (control por muestreo total).

Se observa que la metodología de control prescrita por el ACI 318 y EN 206 es mucho más blanda, cuando comparada a los criterios de la norma brasileña. En estas normas el control no se realiza por muestreo total, se establecen tolerancias para los valores individuales de resistencia a la compresión y, además, también se aplica el concepto del promedio de resultados consecutivos como criterio de aceptación.

En la opinión de los autores de este artículo los criterios de aceptación y conformidad preconizados por la ABNT NBR 12655 son exigentes y cabría flexibilizar el valor de resultados individuales dentro de un margen de hasta $0,9 * f_{ck}$. Por otro lado, el criterio de muestreo adoptado en Brasil se coloca a favor de la seguridad y en la opinión de estos autores, a pesar de ser oneroso, debe ser mantenido como está.

En este estudio de caso, los resultados obtenidos por medio del control tecnológico prescrito por la ABNT NBR 12655 apunta a un índice de no conformidad relacionado con la resistencia a la compresión del hormigón de 11 veces en aproximadamente 1.600 camiones hormigonera (0,7%). Esta no conformidad poco importante generó desgastes y revisiones de proyecto absolutamente innecesarias. En cambio, los mismos resultados, analizados a la luz de las metodologías prescritas por el ACI 318 y EN 206, indicaron un índice de no conformidad nulo.

La adopción de la flexibilización y aceptar algunos pocos valores individuales de hasta $0,9 * f_{ck}$ como conformes, ciertamente impactaría de manera positiva en el proceso de producción, minimizando posibles costos, retrabajos, revisiones de proyecto, retrasos en cronogramas de obra y desgastes innecesarios entre los actores de la cadena productiva del concreto, sin comprometimiento de la seguridad, durabilidad y calidad final de las estructuras de concreto.

5. REFERENCIAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas (2015), *NBR 12655: Concreto de cimento Portland – Preparo, controle, recebimento e aceitação – Procedimento*, Associação Brasileira de Normas Técnicas, p. 23.

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014), *NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*, Associação Brasileira de Normas Técnicas, p. 238.

American Concrete Institute (2011), *ACI 214R-11: Guide to Evaluation of Strength Test Results of Concrete*, American Concrete Institute, p. 16.

American Concrete Institute (2014), *ACI 318-14: Building Code Requirements for Structural Concrete*, American Concrete Institute, p. 524.

ASTM International. (2016). *ASTM C39/C39M-16b Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens*. Retrieved from https://doi.org/10.1520/C0039_C0039M-16B

- EN 206 (2013), *Concrete – Specification, performance, production and conformity*, European Committee for Standardization, p. 93.
- Pacheco J. & Helene P. (2013), *Controle da resistência do concreto - 1ª Parte*, Revista Concreto e Construções n. 69, pp 75 - 81.
- Pacheco J. & Helene, P. (2013), *Controle da resistência do concreto - 2ª Parte*, Revista Concreto e Construções n. 70, pp 90 - 98.
- Tutikian B. & Helene P. (2011), *Dosagem dos Concretos de Cimento Portland*. In: Geraldo C. Isaia (Org). *Concreto: Ciência e Tecnologia*. 1 ed. São Paulo: Ibracon, v. 1, pp 415 - 451.

Evaluación de la capacidad de carga de la estructura de un muelle corroído en el Golfo de México

M. Martínez-Madrid*¹ , A. A. Torres-Acosta¹ , S. Aschermann², B. Commander², J. Grimson², P. Castro-Borges³ 

*Autor de Contacto: martinez@imt.mx

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i3.323>

Recepción: 15/06/2018 | Aceptación: 16/08/2018 | Publicación: 31/08/2018

RESUMEN

Se realizó una prueba de carga viva y un análisis de calificación en un muelle dañado por la corrosión en el Golfo de México para evaluar su integridad estructural. Los procedimientos incluyeron instrumentación para la aplicación de carga de cuatro cargas diferentes (50, 60, 350 y 700 Toneladas) para examinar su rendimiento estructural, luego calibrar los modelos de elementos finitos resultantes de la estructura y finalmente estimar los factores de clasificación de carga utilizando la metodología AASHTO. Los resultados mostraron que los daños por corrosión no representaron una amenaza estructural extrema; sin embargo, se descubrió que los elementos estructurales de varios pilares actualmente están sobrecargados y necesitan ser reforzados externamente. Se describen los procedimientos de prueba, el análisis y el manejo de datos

Palabras clave: capacidad de carga; tasa estructural; daño por corrosión.

Citar como: M. Martínez-Madrid, A. A. Torres-Acosta, S. Aschermann, B. Commander, J. Grimson, P. Castro-Borges (2018), “Evaluación de la capacidad de carga de la estructura de un muelle corroído en el Golfo de México”, Revista ALCONPAT, 8 (3), pp. 347-362, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i3.323>

¹ Instituto Mexicano del Transporte (IMT), Km. 12 Carretera Querétaro - Galindo, Sanfandila, Querétaro, México

² Bridge Diagnostic Inc., 1995 57th Court North Suite 100, Boulder CO 80301-2810, Estados Unidos.

³ CINVESTAV, Unidad Mérida, Km 6 Carretera Antigua a Progreso, Cordemex, Mérida, Yucatán, México.

Información Legal

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

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

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

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

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el segundo número del año 2019 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del primer número del año 2019.

Load rating assessment of a corroded pier structure in the Gulf of Mexico

ABSTRACT

This work assesses the structural integrity of a pier located in the Gulf of Mexico through a live-load testing analysis of a corroded structure that withstands heavy loads. Procedures included instrumentation for load application of four different loads (50, 60, 350, and 700 Ton) to examine its structural performance, then calibrate the resultant finite-element models of the structure, and finally estimate the load rating factors using AASHTO methodology. Results showed that corrosion damages did not appear to represent an extreme structural menace; however, it was found that several piers' structural elements are currently overloaded and need to be externally reinforced. This paper outlines the testing procedures, describing both the followed analysis and the data management criteria.

Keywords: load capacity; structural rate; corrosion-damage.

Avaliação da capacidade de carga da estrutura de um cais corroído no Golfo do México

RESUMO

Uma prova de carga e análise de classificação em um cais danificado pela corrosão no Golfo do México foi realizado para avaliar sua integridade estrutural. Os procedimentos incluíram instrumentação para aplicação de carga de quatro cargas diferentes (50, 60, 350 e 700 t) para examinar seu desempenho estrutural, calibrar os modelos de elementos finitos resultantes da estrutura e, finalmente, estimar os fatores de classificação de carga usando a metodologia AASHTO. Os resultados mostraram que os danos causados pela corrosão não representaram uma ameaça estrutural extrema; no entanto, constatou-se que os elementos estruturais de vários pilares estão atualmente sobrecarregados e precisam ser reforçados externamente. Este documento descreve os procedimentos de ensaio, de análise dos resultados e os critérios de gerenciamento de dado.

Palavras-chave: capacidade de carga; taxa estrutural; dano de corrosão.

1. INTRODUCCIÓN

Es conocido que la corrosión del acero de refuerzo representa un enorme y costoso problema por solucionar en estructuras en ambientes marinos, por ello es requerida obligadamente una inversión enfocada en su preservación (Schmitt Günter, 2009), (Hays).

Estructuras de concreto que son expuestas al agua de mar son especialmente susceptibles a la corrosión. Cuando las sales y otros químicos difunden a través del concreto, promueven la aparición de grietas debido a las tensiones internas que provocan las capas de óxido expansivo del acero. Además, la humedad y sales pueden permear rápidamente a través de estas grietas para causar más daños prematuros relacionados con la corrosión (NASA Kennedy Space Center). A pesar de que el agrietamiento es el signo más evidente de problemas de corrosión, puede estar relacionado a otros daños, como deterioro estructural, una pérdida de la rigidez por flexión, así como también pérdida de capacidad de carga. Además, los productos de corrosión debilitan la adherencia entre el concreto y el acero de refuerzo, por lo tanto, afectando las propiedades mecánicas de la estructura dañada, dando como resultado un decremento en su integridad estructural.

La mayoría de los muelles en México muestran un grado de corrosión como se detalla en un reporte por Torres Acosta et al. (2012). El Instituto Mexicano del Transporte (IMT) en conjunto con Bridge

Diagnostics, Inc. (BDI) instrumentaron un procedimiento original para evaluar el daño de un muelle dañado por la corrosión para determinar si cumple aún de manera apropiada el uso para el que fueron diseñados originalmente. Esto con la intención de ser aplicado como herramienta de diagnóstico a todos los puertos importantes en México.

Una parte primordial en esta evaluación es una prueba de carga para determinar si un muelle, mostrando daños significativos por corrosión, puede aún operar sin riesgo, soportando todas las cargas de servicio requeridas, incluyendo grúas pórtico y vehículos transportadores de contenedores que se encuentran presentes normalmente durante procedimientos de carga y descarga. Esto se logra evaluando el desempeño estructural a través de una serie de pruebas de carga controladas, y posteriormente desarrollando los modelos de campo verificados, de acuerdo a los cuales el muelle es clasificado por carga usando las especificaciones AASHTO LRFD (AASHTO, 2002).

Como lo sugiere el término, la prueba de carga diagnóstico, es un proceso no destructivo que puede determinar el desempeño de una estructura bajo condiciones de carga normales. Para puentes y muelles, la carga normalmente es aplicada por vehículos (camiones o grúas) con pesos de eje medidos a través de rutas preestablecidas. La ubicación del vehículo debe ser monitoreada a junto con las mediciones de varios sensores adecuados.

Después de que las pruebas de carga están completas, los valores medidos son usados para verificar y calibrar las respuestas teóricas generadas por un modelo representativo en un software. Para el uso del modelo este debe tener características de geometría y rigidez realistas. Esto se logra esencialmente reproduciendo el procedimiento de prueba de carga con un modelo de Análisis de Elemento Finito (AEF); esto incluye la generación de un modelo a dos o tres dimensiones de la estructura (dependiendo de la complejidad de esta), aplicando sensores virtuales en el modelo y aplicando escenarios con cargas idénticas a las usadas en los procedimientos de carga prueba en campo. Teniendo representación geométrica certera y reproduciendo la carga prueba, se puede hacer una comparación directa entre las respuestas en campo y analíticas.

Una vez obtenido el modelo representativo, las cargas de diseño o clasificación requeridas, pueden ser aplicadas y las capacidades de carga pueden ser calculadas para todos los componentes en el modelo. Debido a que las cargas aplicadas a cada elemento estructural son generadas por una representación realista de la estructura completa, las cargas componentes son más precisas. Otra ventaja de la prueba de carga diagnóstico es el determinar si una sección que parece dañada o significativamente corroída está causando o no una redistribución de la carga a otros componentes estructurales. A pesar de todo, debido al daño por corrosión, la capacidad del componente se vería significativamente afectada, causando una capacidad de carga reducida y un error de cálculo para ese miembro de la estructura en particular. Esta es una aclaración importante porque la estructura puede responder en una manera perfectamente adecuada bajo cargas típicas como se verificó en las pruebas de campo, pero en la realidad, la capacidad de carga es significativamente más baja debido a la capacidad estructural disminuida. Por lo tanto, mediciones estructurales no indicarán que un miembro de la estructura es “débil”, aun cuando luzca “dañado”. Esta brecha entre inspecciones visuales y respuestas estructurales conocidas es lo que llevó al desarrollo del “Acercamiento Integral” que esencialmente combina mediciones de campo, inspección visual, y el modelado analítico para reducir la incertidumbre inherente en las tres herramientas de evaluación.

Con respecto a la clasificación de carga de los componentes, la misma ecuación especificada por la AASHTO – Manual para evaluación de condición de puentes es aplicado en (AASHTO, 2002). Además, las condiciones de carga crítica son diferentes a esas aplicadas a las pruebas de carga. Todas las cargas de vehículos requeridas son aplicadas al modelo de la estructura incluyendo los escenarios multi-presencia y efectos dinámicos.

$$RF = \frac{C - \gamma_{DC}(DC) - \gamma_{DW}(DW) \pm \gamma_P(P)}{\gamma_L(LL + IM)} \quad (1)$$

Donde:

RF = Factor de clasificación para miembro individual.

C = Capacidad del elemento

γ_{DC} = LRFD Factor de carga para componentes estructurales y uniones

DC = Efecto de carga muerta debido a componentes estructurales.

γ_{DW} = LRFD factor de carga para componentes estructurales y uniones

DW = Efecto de carga muerta debido a componentes estructurales.

γ_P = LRFD factor de carga para cargas permanentes distintas a cargas muertas = 1.0

P = Cargas permanentes diferentes a cargas muertas.

LL = Efecto por carga viva

IM = Efecto de impacto, AASHTO a medida.

2. METODOLOGÍA

2.1 Procedimientos para Pruebas Estructurales

2.1.1 Proceso de instrumentación.

El muelle evaluado era una estructura de concreto reforzado la cual fue diseñada para soportar importantes cargas incluida una grúa pórtico, cargas vehiculares y de contenedores provenientes de la carga y descarga de barcos. Su superestructura comprende 11 vigas longitudinales puestas en vigas T invertidas transversales, y una plataforma continua de 5 tramos sin aparente superficie de desgaste indicado y su ancho es 20.8 m dividido en 7 largueros interiores espaciadas 2 metros de sus centros, 2 vigas principales bajo las vías de las grúas, y dos pequeños largueros exteriores.

En general, el muelle presentó diferentes niveles de degradación estructural, mostrando signos de corrosión del acero principalmente evidenciadas por largas áreas de desprendimientos. Había grietas visibles en los largueros, vigas principales, y en la parte superior de la losa. Fue evidente la sobrecarga por el aplastamiento de la plataforma fija prefabricada adyacentes a los largueros. La figura 2 muestra los resultados de la inspección del daño en el muelle entre las vigas principales 38 y 47, obtenidas antes de que el muelle fuese instrumentado. Las tablas 1 y 2 muestran algunas de las patologías típicas de degradación observadas en la inspección de daños realizada al muelle.

Dos zonas del muelle (entre las vigas principales 38 y 47) fueron instrumentadas y puestas a prueba con carga: una zona con degradación mínima denominada como “saludable” (entre las vigas 38 y 40, tabla 1), y otra con signos notorios de degradación, definida como “dañada” (entre las vigas 45 y 47, tabla 2). Ambas secciones fueron instrumentadas con 44 transductores de tensión, 8 transductores de desplazamiento, y 8 transductores de rotación (Figura 1). Había longitudes de calibre extendido de 61 cm usadas en los largueros principales y las vigas T invertidas para lograr esfuerzos distribuidos de manera similar en el concreto reforzado.

Los transductores de esfuerzos e inclinómetros fueron fijados a miembros estructurales usando un adhesivo de curado rápido y bases removibles montadas, o “pies”. Los sensores fueron instalados y una vez realizadas las pruebas, fueron removidos. Sensores de desplazamiento tipo voladizo fueron fijados a la estructura instalando dos anclajes de cuña de ¼ de pulgada (6 mm) y atornillando los sensores a los anclajes.

2.2.2 Pruebas de carga.

El muelle se sometió a varios tipos de pruebas de carga, las cuales incluyeron varias posiciones transversales de camiones de carga, el movimiento de una grúa pórtico y el movimiento de una grúa Gottwald aunada a una carga soportada por la grúa (Figura 3). Se colocaron marcadores fijos para determinar donde cruzaban los vehículos, para así poder realizar comparaciones de estos análisis a futuro con respecto a las cargas por vehículos en las mismas ubicaciones que en las pruebas de campo.

Las primeras pruebas consistieron en una serie con cargas dinámicas semi – estáticas que consistieron en un camión contenedor desplazándose a través de los tramos instrumentados en 6 diferentes posiciones laterales. Todas las pruebas fueron registradas continuamente a una frecuencia de muestreo mínima de 33.33 Hz. Las pruebas de carga se realizaron a una velocidad de rastreo lenta (4-8 km/h) para minimizar los efectos dinámicos.

La segunda serie de pruebas consistió en desplazar una de las grúas pórtico grandes a través de los tramos instrumentados. Similar a las pruebas con el camión de carga, las mediciones y la posición de la grúa fueron registradas continuamente a un ritmo de muestreo mínimo de 33.3Hz. La grúa pórtico montada en vías para las pruebas tenía un peso de 700 tons. (43.75 toneladas por eje con una separación entre soporte de 15.24 m).

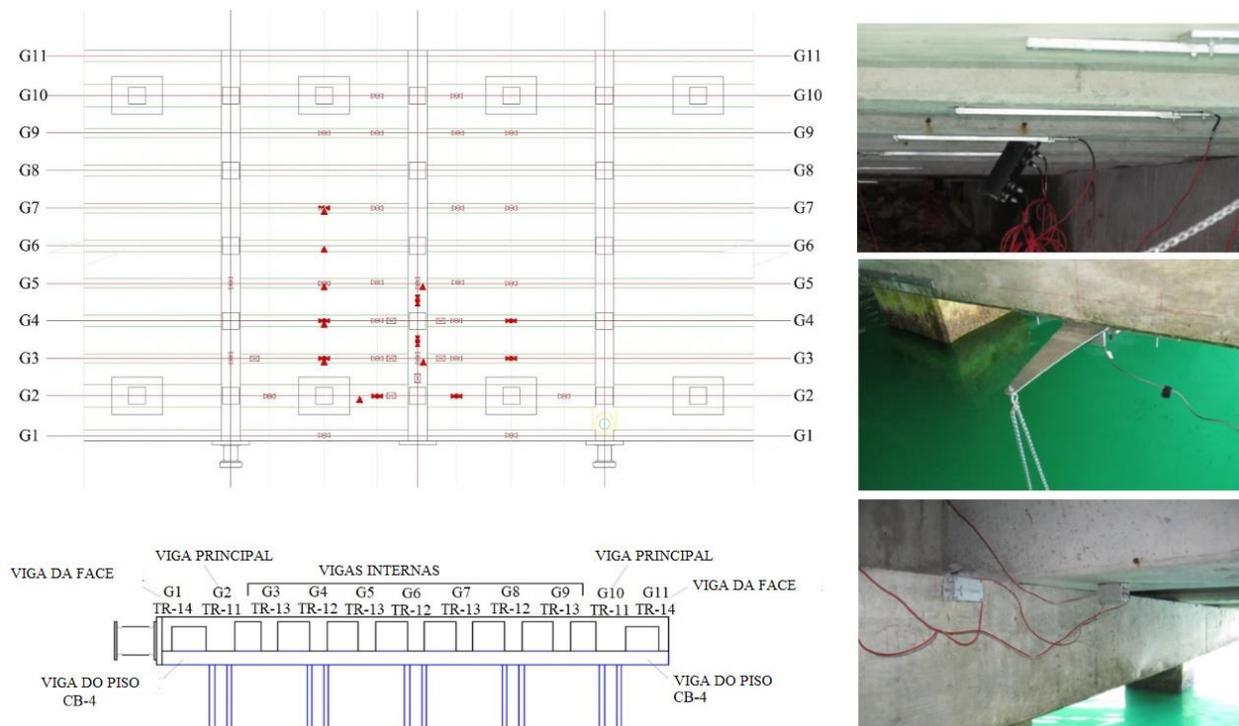


Figura 1. Plano de instrumentación general con ubicaciones de medidores secciones transversales y designación de elementos estructurales. Foto superior: medidores de carga a mitad de tramo; foto central: Sensor de deflexión; inferior: Inclinómetro y sensores de rotación.

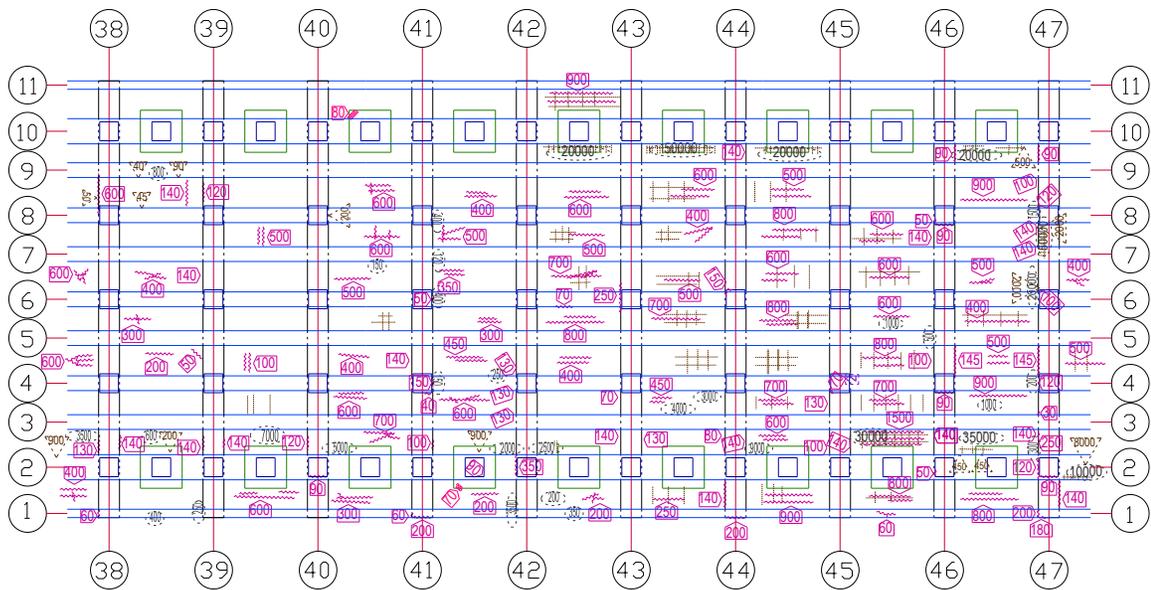


Figura 2. Inspección de daños de vigas 38 y 47 del suelo del muelle. La sección “saludable” comprendió el área del muelle entre las vigas del suelo 38 y 40. La sección “dañada” fue definida como el área del muelle entre las vigas 45 y 47 del suelo.

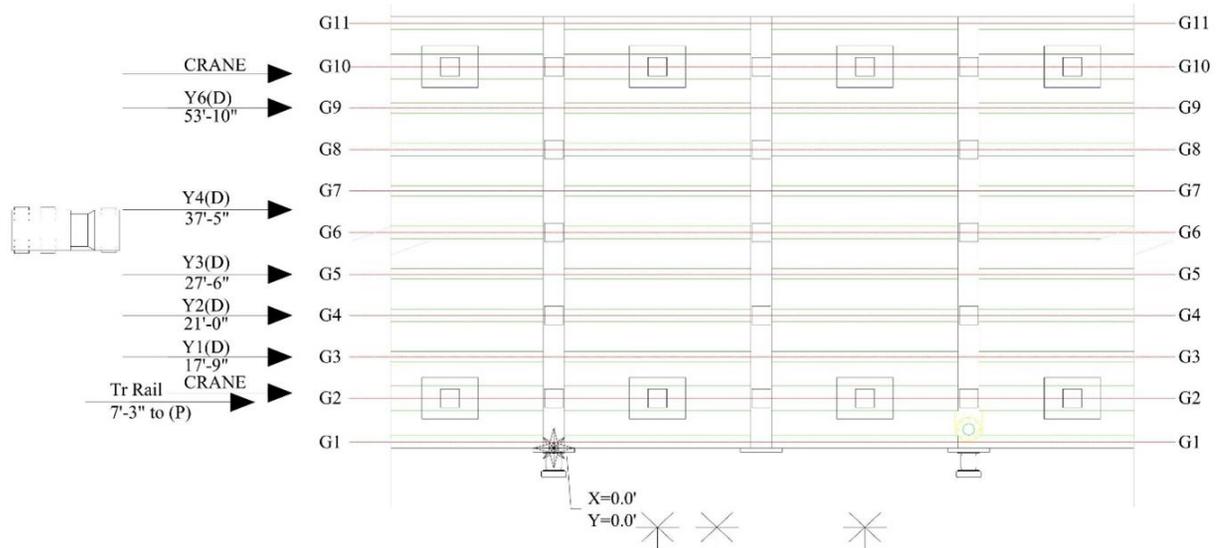


Figure 3. Posición general de camión de carga generada por el camión plan y tipos de carga aplicadas en las pruebas (de izquierda a derecha camión grúas pórtico y Gottwald).

El camión usado en la sección “saludable” pesó 48.18 toneladas, distribuyéndose 3.01 toneladas en el eje 1 (con una separación entre ruedas de 2.03 m), 11.67 toneladas en los ejes 2 y 3 (con una separación de 2.13 m), y 10.63 toneladas en los ejes 4 y 5 (con una separación entre ruedas de 2.13 m). La sección “dañada fue puesta a prueba con un camión de 39.7 toneladas de peso, con una distribución de 3.13 toneladas en el eje 1 (con una separación de ruedas de 2.06 m), 9.91 toneladas en los ejes 2 y 3 (con una separación de ruedas de 2.18 m), y 8.13 toneladas en los ejes 4 y 5 (con una separación de ruedas de 2.18 m. Idealmente los mismos contenedor y camión debieron haberse usado en ambas pruebas, sin embargo, esto no fue factible debido a las operaciones normales del puerto.

La tercera serie de pruebas consistió en pruebas de cargas estáticas usando la grúa pórtico, pero esta vez sin movimiento. Para estas pruebas, la grúa se colocó de manera que el centro de su carro oeste se localizara a la mitad del primer tramo instrumentado (12 y 19 respectivamente). Los datos se registraron continuamente mientras la grúa realizaba una serie de maniobras típicas de carga y descarga: levantar un contenedor completamente lleno, después mover el contenedor al extremo lejano del embarcadero (sobre el agua), después mover el contenedor al final cercano del embarcadero, posteriormente bajar el contenedor de regreso al suelo. Estas pruebas estáticas fueron realizadas para obtener un entendimiento cualitativo de las características en la transferencia de cargas de la grúa durante el proceso de carga y descarga.

La cuarta y última serie de pruebas fueron una de carga dinámica y una de carga estática, llevadas a cabo con la grúa Gottwald más pequeña. Como en las otras pruebas de carga dinámica, las mediciones de los sensores y la posición longitudinal de la grúa fueron registrados continuamente a una velocidad de muestreo mínima de 33.3 Hz mientras la grúa era movida a lo largo de los tramos instrumentados a velocidad lenta. Debido a un mal funcionamiento de la grúa y sus limitaciones, solo fue realizada una prueba a lo largo de la ruta marcada, y solo en el área “dañada” del muelle. La prueba estática consistió en registrar datos mientras la grúa extendía sus estabilizadores, los bajaba, los levantaba por completo del suelo, regresaba a bajarlos, y los replegaba. La grúa Gottwald pesaba 360 toneladas, distribuidas equitativamente en sus ejes con 60 toneladas en cada uno (con una separación entre soportes de 4.65 m).

Tabla 1. Inspección de daños de la sección “saludable” del muelle.

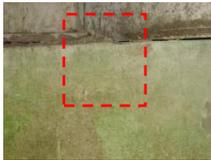
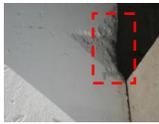
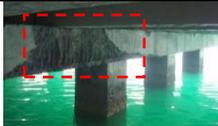
Floor Beams 38-39	
Viga 38 del suelo vista general cara este	
Viga 39 del suelo vista general cara oeste	   Pequeña grieta entre G8-G9. Pequeña delaminacion bajo G1
Pilar 1, viga 38 del suelo Cara este	 

Tabla 2. Inspección de daños en la sección dañada.

Floor Beam 46-47	
Viga de suelo 39 vista general, cara este	
Viga de suelo 46 vista general cara oeste	    
Detalle de viga de suelo 47, Cara oeste, entre G6-G7.	

3. RESULTADOS

3.1 Investigación preliminar de los resultados de pruebas

Todos los resultados de campo fueron examinados en primera instancia gráficamente para dar una evaluación cualitativa de la respuesta de la estructura a cargas dinámicas.

Las respuestas estructurales como función de la posición de la carga fueron registradas por el indicador de posición portátil del camión, proveyendo datos de esfuerzo en función de la posición. Los resultados de las pruebas de cruces de camiones idénticos fueron reproducibles, y todas las deformaciones parecieron ser lineales con respecto a la magnitud de la carga (posición del camión) y la vasta mayoría de respuestas regresaron a cero, indicando que la estructura actuó en un régimen lineal- elástico. Los resultados de deformación por el camión pueden ser observados en la Figura 4, en la cual se observó una reproducibilidad de las pruebas y un comportamiento lineal – elástico.

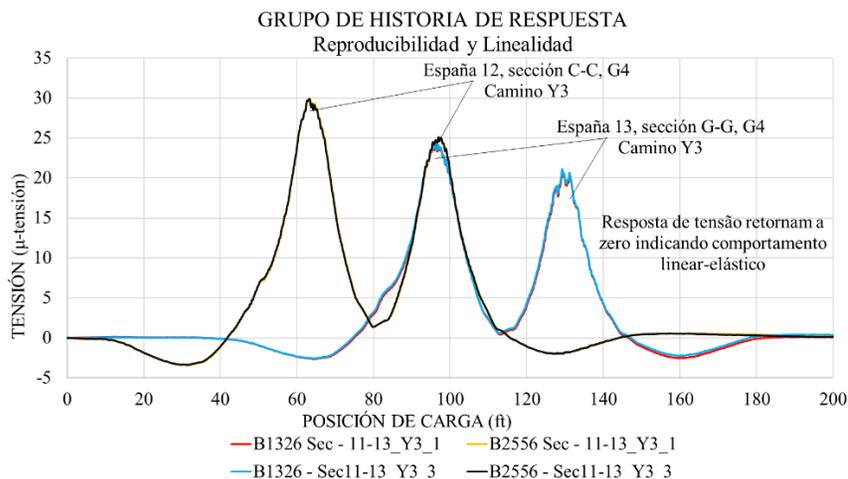


Figure 4. Reproducibilidad y comportamiento lineal – elástico de los resultados de pruebas - deformaciones.

Las magnitudes de las respuestas de los sensores de deformación del tramo central en el área “dañada” fueron mucho menos consistentes que las magnitudes obtenidas de la sección “saludable”. Estas respuestas eran de esperarse debido al nivel más alto de degradación observado en la sección “dañada” en comparación con la sección “saludable” del muelle, e indica que pueden ser confirmados valores de resistencia más bajos en el modelo FE de la sección “dañada”. La Figura 5 ilustra magnitudes de deformación consistentes registrados en la sección “saludable”, y la Figura 6 ilustra los resultados inconsistentes de la sección “dañada”. Los valores máximos de deflexión de ambas secciones fueron comparados directamente. En general, hubo concordancia entre ambas regiones y frecuentemente la sección “saludable” tuvo deflexiones ligeramente mayores (porque la carga aplicada a la sección “saludable” era mayor).

Una comparación directa de los resultados de desplazamiento y deformación fue hecha para las respuestas del camión y la grúa Gottwald. La grúa Gottwald indujo respuestas significativamente mayores en las vigas de suelo y largueros en comparación con el camión completamente cargado. Esto se puede observar en la figura 7 para los valores de desplazamiento de los largueros y en la figura 8 para los valores de deformación de los mismos. La distribución de carga lateral de esta estructura fue examinada usando la deformación del borde inferior y los valores de desplazamiento para todas las vigas para las posiciones del camión que generaron las máximas respuestas del tramo central. La distribución lateral aparente fue baja en ambas partes. Esto puede ser debido al hecho de que las partes estructurales de la Gottwald son muy largas y absorben la mayor parte de la carga, y también fue posible que la plataforma fuese flexible debido a las extremadamente largas cargas puntuales aplicadas por los camiones contenedor cargados y la grúa móvil Gottwald. Durante el proceso de prueba de cargas, se observó que las formas fijas en el lugar (SIIP) fueron aplastadas más severamente en la cara interior de los largueros principales.

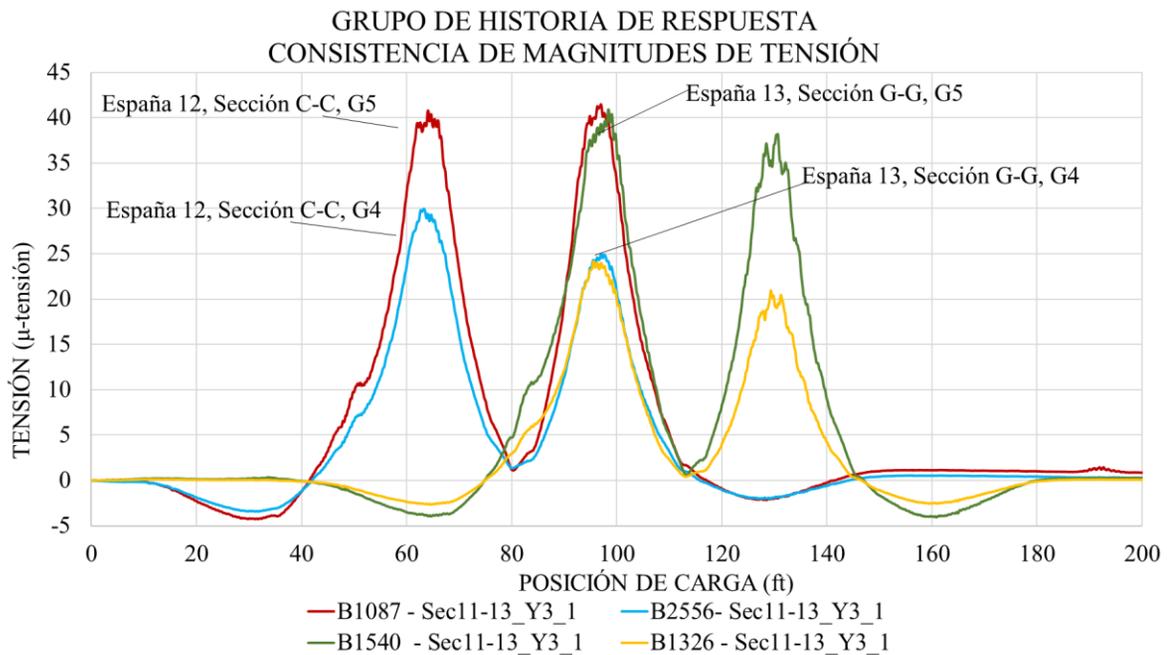


Figura 5. Magnitudes de deformación del tramo central consistentes registradas en la sección “saludable”.

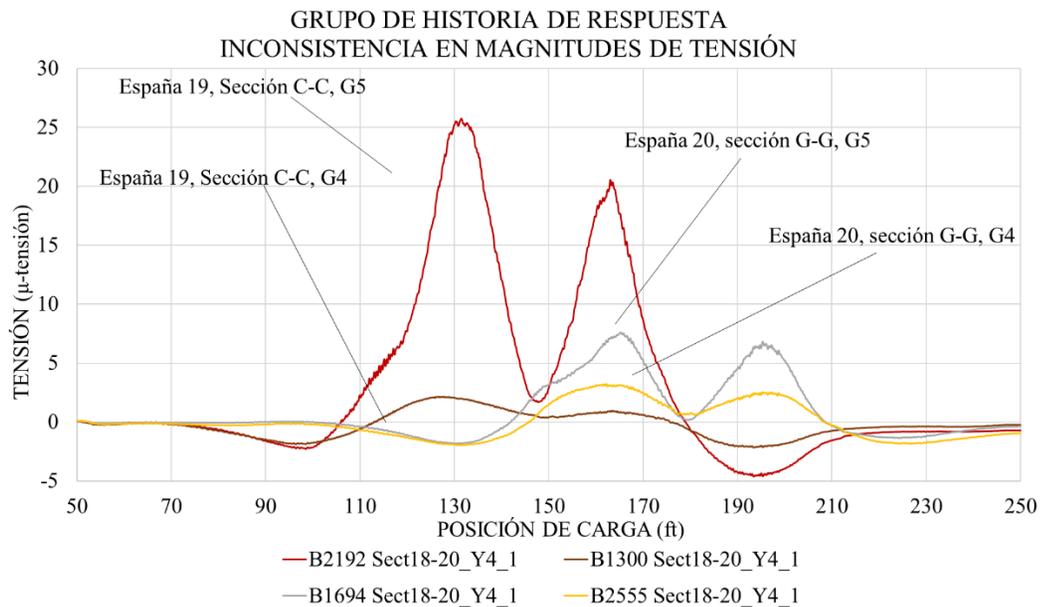


Figura 6. Magnitudes de deformación en el tramo central inconsistentes en la sección “dañada”.

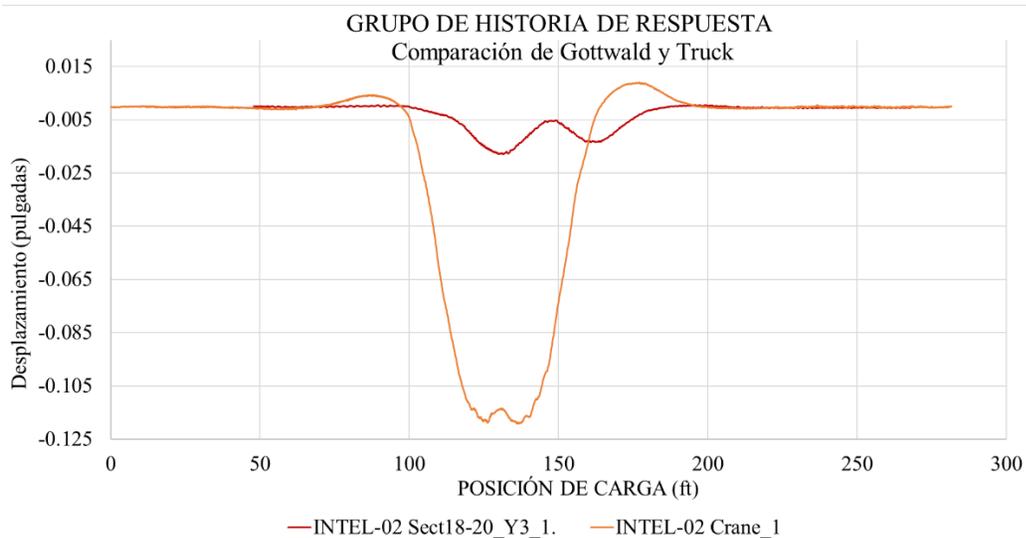


Figura 7. Desplazamientos medidos de la viga secundaria producida por un camión y una grúa Gottwald.

Esto puede ser debido a que los rieles para el carro de la grúa pórtico se encuentran desviados hacia la parte interior de la cara de los largueros principales y el hecho de que los estabilizadores de la grúa Gottwald principalmente ponen carga a la plataforma y los largueros inmediatamente adyacentes a las vigas principales. Esto indicó que la losa en esas ubicaciones solo transfería carga en una dirección. Parecía que la carga del camión en los largueros interiores era transferida a las vigas principales bastante bien, pero que la carga de la grúa no era transferida a los largueros principales de la manera esperada. Esto fue un factor importante en el modelo. La distribución de la carga de la grúa a los largueros interiores es ilustrada en la Figura 9.

Como se planteó anteriormente, todos los datos de las pruebas fueron procesados inicialmente y evaluados para su calidad. Posteriormente, un conjunto de datos de prueba para cada trayectoria fue seleccionado por tener la mejor calidad aparente. Los datos seleccionados fueron usados posteriormente para calibrar los modelos de elemento finito (MEF) para la estructura, que fueron a su vez usados para producir las capacidades de carga.

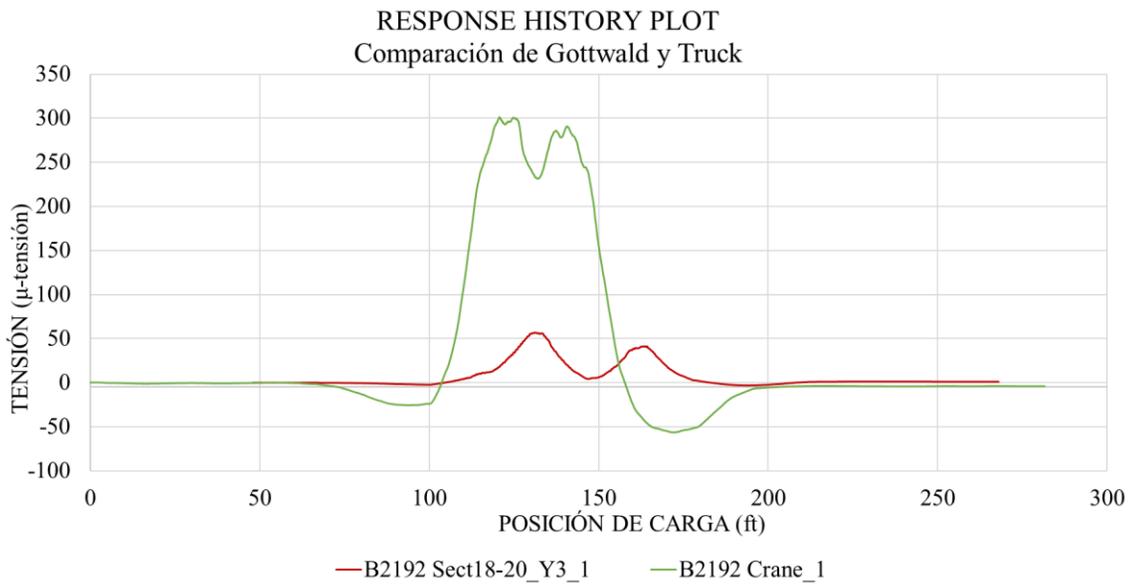


Figure 8. Deformación de larguero debido al camión y la grúa Gottwald.

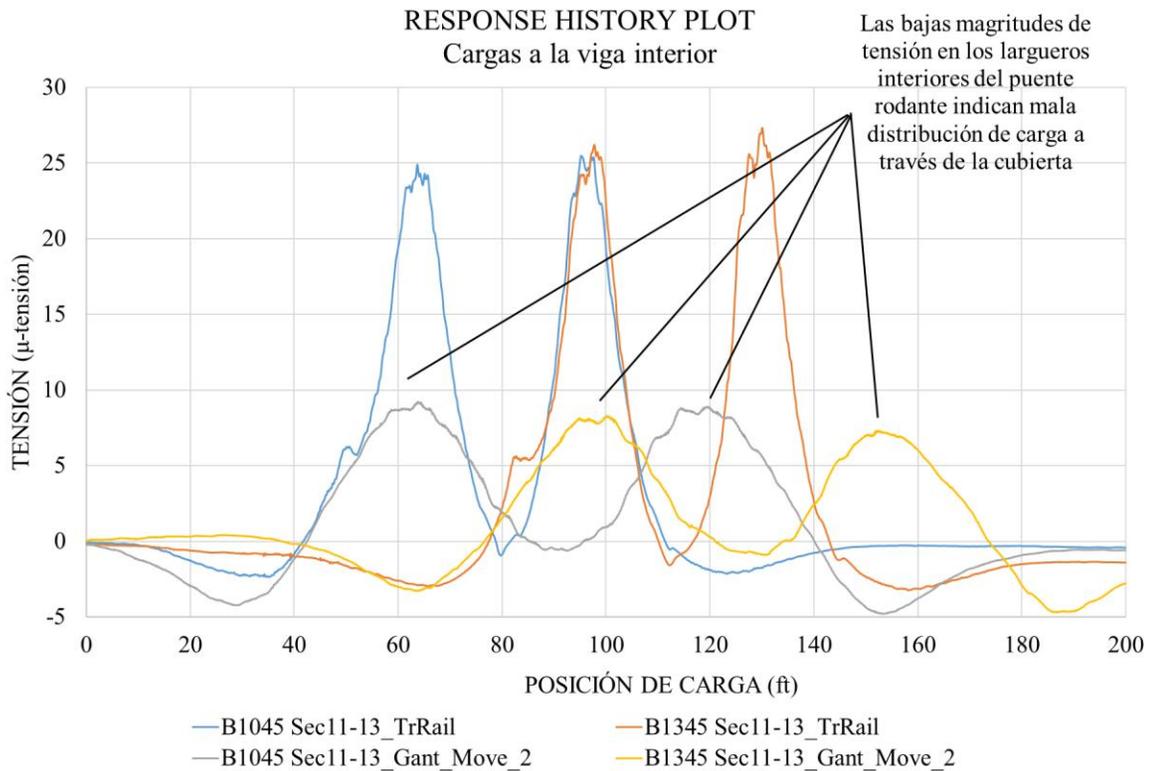


Figure 9. Distribución de la carga de la grúa para largueros interiores.

3.2 Modelado, Análisis y correlación de datos

La información obtenida en la investigación preliminar de estas pruebas fue posteriormente usada para verificar la exactitud de un MEF (Figura 10). Los tres métodos y hallazgos de los procedimientos del modelado de elemento finito (EF) fueron: Generación del modelo de EF; Modelo de Procedimientos de Calibración, y finalmente Resultados de la calibración del modelo.

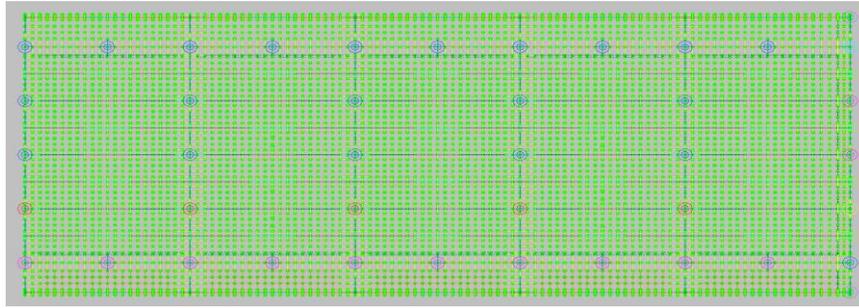


Figure 10. Modelo de elemento finito de la estructura del muelle evaluado.

Siguiendo con los procedimientos de optimización, el modelo “saludable” produjo un coeficiente de correlación promedio de 0.9729, mientras que el modelo “dañado” produjo una correlación promedio de 0.9704. Ambas correlaciones pueden ser consideradas como adecuadas para una estructura de concreto reforzado (R/C) de este tipo. La tabla 3 muestra la exactitud de los valores del modelo y los parámetros usados en el modelo inicial y obtenidos para los modelos finales. Estos valores fueron determinados para establecer los iniciales como teóricos, y los finales ajustándolos a los resultados del modelo finito.

3.3 Resultados de capacidades de carga.

Una vez el modelo de elemento finito fue calibrado para las condiciones de campo, se hizo un análisis ingenieril para identificar cualquier parámetro optimizado que pudiese cambiar con el tiempo o que fuese no fidedigno con cargas muy pesadas o futuros daños. El factor de clasificación de carga fue determinado por una fórmula basada en la capacidad de cierto elemento, en las cargas estáticas y dinámicas aplicadas (y sus correspondientes factores), y en un efecto de impacto considerado. Es conocido que un factor de clasificación de carga mayor a 1.0 indica que la capacidad de un miembro excede las cargas aplicadas con los factores de seguridad deseados. (AASHTO, 2002). Un factor de clasificación menor a 1.0 indica que un elemento es deficiente por lo tanto ciertos vehículos o cargas específicas no pueden cruzar el puente con el factor de seguridad deseado. Un número cercano a 0.0 indica que la estructura no puede cargar su propio peso muerto y mantener el factor de seguridad deseado. El componente con el factor de clasificación más bajo generalmente controla la clasificación de carga de la estructura completa. Como se mencionó anteriormente, la ecuación para clasificación especificado por el Manual de Evaluación para la Condición de Puentes de la AASHTO fue usada (AASHTO, 2002).

3.3.1 Cálculos de la capacidad

Las capacidades de momento y cortante fueron calculadas para los largueros R/C usando las Especificaciones de Diseño de Puentes de la AASHTO LRFD 5ta edición – 2010 y los planos estructurales de construcción entregados por el IMT. De acuerdo a los planos entregados, el límite elástico de las barras de refuerzo se asumió era de 4,200kg/cm². La fuerza a la compresión del concreto se asumió era de 233 kg/cm² basados en las pruebas de compresión de los cilindros llevada a cabo en núcleos muestra del IMT.

3.3.2 Procedimientos para la clasificación de carga

Las capacidades de cargas se realizaron con el modelo calibrado de acuerdo al método de AASHTO LRFD. Los factores de carga y resistencia usados en los cálculos de clasificación de carga son mostrados en la tabla 4. Varias combinaciones de vehículos de carga fueron también consideradas para la clasificación de carga. Combinaciones de carga se basaron en los procedimientos normales de operación y se intentó incluir otras combinaciones factibles que podía o no ser condiciones de operación típicas. Hubo 6 escenarios específicos: uno con la grúa pórtico sola, uno con la grúa

Gottwald sola, una con la misma grúa Gottwald estática, una con cuatro camiones contenedores, uno con la grúa pórtico y un camión, y el final con la grúa pórtico y cuatro camiones.

3.3.3 Resultados de la clasificación de las cargas

La tabla 5 muestra un resumen de la clasificación de factores de carga y respuestas para los vehículos de clasificación de carga anteriormente mencionados. Los factores de clasificación de momento crítico positivo ocurrieron en la mitad de las vigas T invertidas debido a una cantidad insuficiente de acero de refuerzo para momento positivo. Las capacidades de los momentos negativos se controlaron en los extremos de las vigas T pero fueron apenas inferiores a 1.0 para todas las capacidades usadas. Las capacidades de cortantes críticos fueron controladas por la capacidad de carga de los estribos de las vigas T invertidas para la falla de la suspensión.

El factor de capacidad de carga controlando el total de esta estructura fue 0.20 produciendo el momento positivo con la grúa Gottwald al desplazarse.

Tabla 3. Precisión del modelo y valores de los parámetros.

Parámetros del modelado	Valores iniciales del modelo	Valores finales del modelo
Módulo efectivo (E [kg/cm ²])		
- Losa		
- Losa junto a vigas-T	225,000	35,150
- Losa adyacente a viga TR-11	225,000	17,580
- Vigas TR-13 al centro del claro	225,000	17,580 / 0
- Vigas TR-13 a ¼ claro	225,000	81,275 / 60,960
- Vigas TR-13 en extremos	225,000	220,400
- Vigas TR-12 al centro del claro	225,000	43,940
- Vigas TR-12 a ¼ claro	225,000	142,510 / 106,870
- Vigas TR-12 en extremos	225,000	220,400
- Vigas TR-11 al centro de claros	225,000	70,300
- Vigas TR-11 en extremos	225,000	101,900
- Vigas-T a centro del claro	225,000	109,700
- Vigas-T a los extremos	225,000	89,150
		256,600
Rigidez torcional efectiva (J [cm ⁴])		
- Vigas-T invertidas	69,960,000	52,208,000
Resistencia vertical de pilas en apoyos de Vigas T(Fz [kg/cm])		
- Resorte interior de pilas	1,597,000	1,160,800
- Resorte intermedio de pilas	1,597,000	803,600
- Resorte exterior de pilas	1,196,500	1,303,700
Parámetros Error	Valores iniciales del modelo "Sana"/"Dañada"	Valores finales del modelo "HEALTHY"/"DAMAGED"
Error Absoluto	95,515 / 35,500	33,000 / 29,600
Porcentaje de Error	36.7% / 13.0%	5.6% / 12.1%
Escala de Error	2.9% / 4.3%	1.5% / 3.9%
Coefficiente de correlación promedio	0.8973 / 0.9133	0.9729 / 0.9704

4. DISCUSIÓN

Se realizaron análisis para las cargas críticas y sus respuestas para el momento positivo, para el momento negativo y para el cortante. La mayoría de las capacidades de carga resultaron en valores que estuvieron debajo de 1.0 significando que todas las cargas excedían las capacidades de los elementos. El factor de carga crítica y las respuestas para el momento positivo fue de 0.20 producido por la grúa Gottwald desplazándose. Para el momento negativo, la combinación de la grúa pórtico con cuatro camiones contenedores fue crítica con un factor de 0.94. La capacidad de carga crítica y respuestas para el cortante resultó ser de 0.5 con la grúa Gottwald, de nuevo, pero estática.

Respecto a las deflexiones en general no hubo demasiadas diferencias entre las secciones “saludable” y “dañada”. Estas dos secciones fueron instrumentadas de manera idéntica y mostraron ligeras diferencias en sus resultados, teniendo una deflexión de -4.55×10^{-22} cm en la sección “dañada”.

Tabla 4. Cargas aplicadas y factores de Resistencia.

Rating Method	Description	Loading Type	Factor
AASHTO LRFR (Inventario)	Carga muerta - Estructural	Todo Vehículo	1.25
	Carga Viva	Grúa Pórtico (Diseño)	1.75
		Grúa Gottwald (Legal)	1.40
		Camiones (Diseño)	1.75
	Factor de Impacto	Grúa Pórtico (Diseño)	5%
		Grúa Gottwald (Legal)	5%
		Camiones (Diseño)	33%
AASHTO LRFR (Operando)	Carga muerta - Estructural	Todo Vehículo	1.25
	Carga viva	Grúa Pórtico (Diseño)	1.35
		Grúa Gottwald (Legal)	1.40
		Camiones (Diseño)	1.35
		Grúa Pórtico (Diseño)	5%
		Grúa Gottwald (Legal)	5%
		Camiones (Diseño)	33%
AASHTO Factores de Resistencia	Momento	N/A	0.90
	Cortante	N/A	0.90

Tabla 5. Factores críticos de desempeño LRFR y pesos para las cinco configuraciones de carga.

Rating Vehicle	Response, Location	LRFR – Inventory		LRFR – Operating	
		RF	Tons	RF	Tons
Grúa Pórtico	+ Momento, TR – 11	0.86	399 (una lado)	1.11	515 (un lado)
Gottwald Crane	+ Momento, Viga T	0.20	72 (neto)	0.20	72 (neto)
Grúa Gottwald Estática	Cortante, Viga T Patín	0.50	180 (neto)	0.20	72 (neto)
Camión contenedor	+ Momento, Viga T	0.55	12.8 (doble eje)	0.71	16.6 (doble eje)
Camión contenedor + Grúa Pórtico	+ Momento, Viga T	0.49	N/A	0.64	N/A

5. CONCLUSIONES

Los resultados de las pruebas de carga indicaron que el muelle se comportaba de una manera elástica – lineal, a pesar del hecho de que se observaron inconsistencias en las magnitudes de las respuestas de la sección “dañada” por corrosión. Muchas de las vigas estructurales, especialmente las vigas T invertidas laterales, mostraron signos de desprendimiento de concreto bastante severo debido a una expansión del acero de refuerzo (corroído). Sin embargo, esto es principalmente un problema por servicio y no tiene un efecto mayor en las capacidades estructurales de las secciones hasta que exista una pérdida de acero significativa debido a la corrosión. Puede ser por tanto posible que las grandes cargas aplicadas generasen grietas por deformación, que pueden provocar una alta exposición del acero de refuerzo a iones cloruro. Se obtuvo una correlación adecuada por el análisis después del proceso de calibración, por lo tanto, indicando que todas las respuestas estructurales fueron lineales.

El factor de clasificación crítico para este muelle fue 0.2 obtenido con la grúa Gottwald en movimiento fue controlado por el momento positivo en las vigas T invertidas transversales de R/C. Es importante destacar que la baja clasificación de carga fue debido a un acero de refuerzo de momento positivo insuficiente en el patín inferior de las vigas en T invertidas. Pruebas no destructivas (NDE) deberán ser llevadas a cabo en las vigas T invertidas para localizar y determinar la cantidad de acero remanente presente.

Otros componentes estructurales también tuvieron factores de clasificación menores a 1.0 para la grúa Gottwald en movimiento. De hecho, la capacidad de carga del patín de las vigas T invertidas solo produjo factores de clasificación ligeramente mejores a 0.50, la capacidad de momento de las vigas TR-13 en el tramo central llegó solo a 0.75. Como consecuencia, consideraciones técnicas cuidadosas deben ser seguidas debido a que los resultados sugieren evitar el uso de la grúa en las operaciones normales hasta que los miembros dañados o deficientes sean reforzados (para aumentar su capacidad de carga). El reforzamiento de todos los miembros inadecuados es una opción factible debido a que los componentes débiles se encuentran relativamente aislados. Es recomendable, sin embargo, que se realicen pruebas NDE primero para verificar que las capacidades usadas para la clasificación de carga estuvieron en efecto basadas correctamente en la cantidad de acero presente en los miembros. Como un mínimo se deben tomar ciertas acciones para que la grúa Gottwald nunca se coloque entre tramos de la grúa pórtico.

Inspecciones a futuro se deberán centrar en el aumento de grietas en el momento de las vigas T invertidas transversales y largueros o trabes secundarias. Además, se debe poner especial atención a las áreas de apoyo de los patines de las vigas T invertidas y las señales de falla asociadas con los soportes de las vigas.

Las conclusiones y factores de clasificación de carga presentados en este reporte son dadas como recomendaciones basadas en el comportamiento y respuestas de la estructura, así como las condiciones al momento de hacer las pruebas de carga. Se deberá considerar daño estructural y degradación a futuro para otras clasificaciones de pruebas de carga.

6. AGRADECIMIENTOS

Esta investigación fue financiada por el Instituto Mexicano del Transporte (IMT)

Se agradece la ayuda del M. Balancan-Zapata durante la inspección de daños y las pruebas de cargas en la estructura del muelle. Los hallazgos y opiniones en esta publicación son de los autores y no necesariamente reflejan la opinión de quienes la patrocinan.

7. REFERENCIAS

- Torres Acosta, A. A., Castro Borges, P., Martínez Madrid, M. (2008), “*Reporte final del “Proyecto núm. EE 04/08: Inspección y evaluación por durabilidad de los muelles 6 y 7 de la terminal remota de la API Progreso”*”, Instituto Mexicano del Transporte, Sanfandila, Querétaro, México, diciembre.
- Günter, S., Schütze, M., Hays, G. F., Burns, W., Han, En-H., Pourbaix, A., Jacobson, G. (2009), “*Global Needs for Knowledge Dissemination, Research, and Development in Materials Deterioration and Corrosion Control*,” World Corrosion Organization, Worldwide rights reserved.
- Hays, G. F., “*Now is the Time*,” World Corrosion Organization, <http://www.corrosion.org/>
- Kennedy Space Center, *Corrosion Technology Laboratory*, NASA Privacy Statement, Disclaimer, and Accessibility Certification, Florida. (<http://corrosion.ksc.nasa.gov/corrincon.htm>)
- Broomfield, J. P. (1997). *Corrosion of Steel in Concrete: Understanding, Investigation and Repair*.
- Torres Acosta, A. A. (2012). “*Project No. EE 05/12 Informe Final: Inspección Preliminar de la Infraestructura del Muelle en 13 Puertos Federales Mexicanos*” Instituto Mexicano del Transporte, Sanfandila, Querétaro, México, May.
- AASHTO (2002) “*AASHTO Manual for the Condition Evaluation of Bridges*” American Association of State Highway and Transportation Officials.
- Bridge Diagnostics, Inc. (2012). *Integrated approach to Load Testing*, Bridge Diagnostics, Inc.