

Revista **ALCONPAT**

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

<http://www.revistas-conacyt.unam.mx/alconpat/index.php/RA>
revistaalconpat@gmail.com

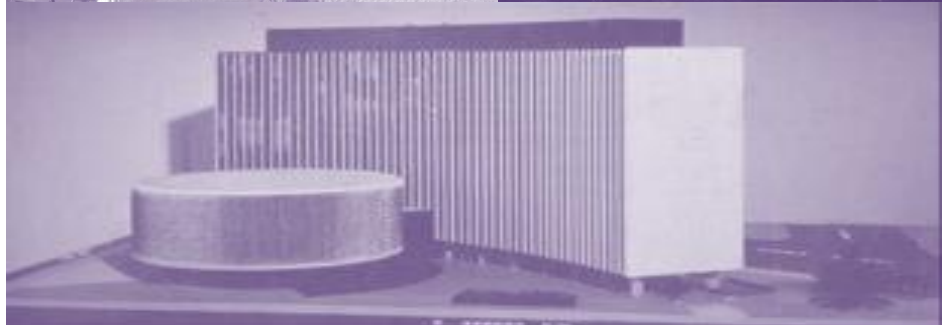


eISSN: 2007-6835

Volumen 2

Mayo – Agosto 2012

Número 2



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

<http://www.revistas-conacyt.unam.mx/alconpat/index.php/RA>





CONTENIDO

Página

- P. Garcés, E. Zornoza, F. Baeza, O. Galao, J. Payá:** ¿Es compatible la durabilidad con la sostenibilidad en la industria de la construcción? 57
- O. A. Cabrera, N. F. Ortega, M. I. Schierloh y L. P. Traversa:** Influencia del curado sobre la evolución de la corrosión en vigas de hormigón armado con diferentes agregados finos. 73
- E. Tellez Girón, A. Pérez Hernández, A. N. Martín Acosta, U. Verdecia Rodríguez:** Reología, comportamiento físico-mecánico y de durabilidad de hormigones con nanosílice. 85
- M. H. F. Medeiros, E. Pereira, D. E. Giordano, A. Vignolo, R. Galeano, P. Helene:** Inspeção no palacio de la luz – Montevideo: uma visão durabilidade. 93
- O. Troconis de Rincón, M. Sánchez, V. Millano, J. Bravo, S. Delgado:** Enseñanzas de casos de inspección en sótanos. 109
- J. A. Bedolla Arroyo, W. Martínez Molina, E. M. Alonso Guzmán, J. L. Briansó Penalva:** Revisión tratadística de las proporciones empleadas en la construcción de la estructura de la iglesia de San Juan Bautista en Tiripetío, Michoacán, México. Comentarios a los resultados del análisis estructural a botareles de contrafuertes y a su restauración. 119

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

Luis Carlos Pinto Da Silva, **Brasil**

Presidente

Paulo Do Lago Helene, **Brasil**

Director General

Pedro Castro Borges, **México**

Secretario Ejecutivo

José Manuel Mendoza Rangel, **México**

Vicepresidente Administrativo

Ysabel Dykdan Jaua, **Venezuela**

Vicepresidente Académico

Angélica Ayala Piola, **Paraguay**

Gestor

Enrique Aguilar Cervera, **México**

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:

Dra. Patricia Martínez
Departamento de Ingeniería y Gestión de la Construcción,
Escuela de Ingeniería,
Pontificia Universidad Católica de Chile
Santiago de Chile, **Chile**

Editor Ejecutivo:

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

RAV2N2, Mayo - Agosto 2012

Mensaje del Editor en Jefe

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

<http://www.mda.cinvestav.mx/alconpat/revista>



Es motivo de satisfacción y alegría para el equipo de la Revista ALCONPAT ver publicado el segundo número de nuestro segundo año al aire.

El objetivo de la Revista ALCONPAT (RA) es la publicación de casos de estudio relacionados con los temas de nuestra asociación, o sea control de calidad, patología y recuperación de las construcciones motivando desde luego la presentación de investigaciones básicas o aplicadas que pudiesen tener aplicación con los casos de estudio.

En este V2N2, iniciamos con nuestro **artículo especial invitado**, procedente de **España**. El Dr. Pedro Garcés Terradillos y su equipo discuten la compatibilidad entre durabilidad y sostenibilidad en la industria de la construcción. Para ello, se basan en una revisión bibliográfica precisa y en la discusión de diferentes datos experimentales que sus grupos han obtenido durante varios años en proyectos diferentes. Sin duda, el artículo invitado será un manjar de inicio de este número.

En el segundo artículo O. A. Cabrera y colegas de **Argentina** discuten la Influencia del curado sobre la evolución de la corrosión en vigas de hormigón armado con diferentes agregados finos. Este trabajo es especialmente importante pues entre sus conclusiones encuentran que la velocidad de succión capilar es muy sensible al tipo de curado.

El tercer artículo proveniente de **Cuba** corresponde al estudio de la Reología, comportamiento físico-

mecánico y por durabilidad de concretos con nanosílice. Elena Téllez y sus colegas hacen varias deducciones en sus pruebas de laboratorio que van no sólo desde el aspecto mecánico y de durabilidad sino también desde el punto de vista ambiental.

En el cuarto artículo Marcelo Medeiros y sus colegas de **Brasil** presentan un caso de estudio de **Uruguay**, donde presentan una visión interesante de durabilidad después de una inspección del Palacio de la Luz de Montevideo.

El quinto artículo de este V2N2 es de **Venezuela** y está basado en las Enseñanzas de casos de inspección en sótanos. Oladis Troconis y sus colegas discuten las enseñanzas obtenidas al evaluar y diagnosticar problemas por corrosión y estructurales en varios sótanos de diferentes tipos de edificaciones, ubicadas cerca y lejos de la costa.

El último artículo de este número proviene de **México y España**. En este trabajo, J. A. Bedolla Arroyo y colegas presentan un análisis tratadístico y estructural de los contrafuertes de la Iglesia de San Juan Bautista en Michoacán. Ellos descifran el método de construcción con base en tratados antiguos y recuperan la construcción después de un análisis estructural. Leer este y los anteriores trabajos será sin duda una oportunidad de conocer más sobre la patología de la construcción.

Cada número de RA busca balancear la participación de temas afines al objeto social de la ALCONPAT, por lo que la ingeniería estructural, el control de calidad, la inspección, diagnóstico y reparación se dan cita en cada número desde los diferentes países que conforman nuestra sociedad.

La RA busca también una aplicabilidad y una simbiosis entre los artículos de cada número y de la revista en sí. En éste número hemos tenido participación de autores y casos de 7 países con un balance entre casos de estudio, investigación aplicada y directrices para el futuro.

Por el Consejo Editorial

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Pedro Castro Borges', written over a circular stamp or seal.

Pedro Castro Borges
Editor en Jefe



Revista ALCONPAT

<http://www.revistas-conacyt.unam.mx/alconpat/index.php/RA>

eISSN 2007-6835



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

¿Es compatible la durabilidad con la sostenibilidad en la industria de la construcción?

P. Garcés¹, E. Zornoza¹, F. Baeza¹, O. Galao¹, J. Payá².

¹Departamento de Ingeniería de la Construcción, Universidad de Alicante, España. Email: pedro.garces@ua.es, emilio.zornoza@gmail.com, fbaeza.brotons@ua.es, oscar.galao@ua.es

²Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón (ICITECH). Universitat Politècnica de València, España. E-mail: jipaya@cst.upv.es

Información del artículo

Artículo recibido el 03 de Febrero de 2012, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 20 de Febrero de 2012. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores se publicará en el primer número del año 2013 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del tercer número del año 2012

RESUMEN

En este artículo se presentan resultados obtenidos en distintas propiedades relacionadas con la durabilidad y características resistentes de morteros de cemento parcialmente sustituidos con diferentes residuos agrícola e industriales que presentan actividad puzolánica: ceniza de lodo de depuradora (CLD), ceniza volante (CV), residuo de catalizador de craqueo catalítico (FCC), ceniza de cascara de arroz (CCA), reforzados con acero. Los resultados presentados demuestran que es posible un desarrollo sostenible de la industria de la construcción. Esto puede conseguirse mediante la reducción del contenido de clinker en los cementos y reutilizando subproductos industriales y agrícolas con un adecuado nivel de durabilidad de los materiales de construcción elaborados a partir de ellos.

Palabras claves: durabilidad, sostenibilidad, subproductos industriales, subproductos agrícolas

© 2012 ALCONPAT Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 2, No. 2, Mayo – Agosto 2012, 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.mda.cinvestav.mx/alconpat/revista
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, fecha de última modificación: 30 de Mayo de 2012.

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.

ABSTRACT

This paper presents the results obtained in the evaluation of a series of properties related to durability and strength of steel reinforced cement mortars partially substituted with different agricultural and industrial residues presenting pozzolanic activity: sewage sludge ash (SSA), fly ash (FA), spent catalytic cracking catalyst (FCC) and rice husk ash (RHA). These results show that it is possible to achieve a sustainable development in the construction industry. This can be obtained by reducing the clinker content in cement and reusing industrial and agricultural byproducts with an appropriate level of durability of the construction materials fabricated from them.

Keywords: durability, sustainability, industrial byproduct, agricultural byproduct

Autor de contacto: Pedro Garcés

1. INTRODUCCION

La utilización del hormigón como material de construcción es una práctica muy extendida en todo el mundo, lo cual puede ser explicado por su elevada resistencia mecánica, versatilidad de su encofrado y por su coste relativamente bajo. El hormigón es el material industrial más utilizado en la construcción civil y el segundo más consumido en el mundo, siendo superado únicamente por el agua. La producción de hormigón está asociada habitualmente con el uso del cemento Pórtland, por ser éste el principal conglomerante utilizado en la elaboración de morteros y hormigones. En el año 2008 la producción mundial de cemento Pórtland superó los 2600 millones de toneladas, lo que supone un consumo aproximado de 1 m³ de hormigón por habitante. Las estimaciones señalan que, en el año 2050, el consumo de cemento Pórtland podría incrementarse hasta un 225% con respecto a los valores actuales, debido principalmente a la elevada demanda de este conglomerante por parte de países emergentes, como pueden ser India, China, Brasil y México.

No obstante, no se debe perder de vista que la producción de cemento Pórtland requiere un elevado consumo de energía y de materias primas no renovables. Además, genera grandes cantidades de desechos y gases de efecto invernadero que contaminan el medio ambiente, lo que perjudica la armonía entre el ser humano y la naturaleza. Esta degradación medioambiental no es un problema reciente, ni tampoco un problema exclusivo de un determinado país o región. Se trata de un problema global, asociado al crecimiento poblacional y a la urbanización del planeta. La consecuencia negativa de este crecimiento exagerado es el aumento en la producción de agentes contaminantes que contribuyen al calentamiento global, con las consecuentes catástrofes naturales. Para mantener el equilibrio entre el desarrollo tecnológico y el medio ambiente se acuñó, en 1987, el término “desarrollo sostenible”. Dicho término fue definido como: forma de progreso que satisface las necesidades del presente, sin comprometer las necesidades de las futuras generaciones en todos los aspectos: social, humano y ambiental. A raíz de esto, se han llevado a cabo diversas convenciones con el reto de promover el desarrollo sostenible, siendo el protocolo de Kyoto, firmado en 1997, el tratado más relevante.

Para colaborar con el desarrollo sostenible, la industria del cemento está buscando soluciones dentro de su propio proceso de producción, puesto que en el ámbito de la construcción civil la industria cementera es la responsable de la mayor parte de las emisiones de CO₂, así como de los niveles más elevados de consumo de energía y de materias primas no renovables. Se puede encontrar diversas alternativas para minimizar los problemas generados por la fabricación del cemento Pórtland. Una de las opciones planteadas es la utilización de combustibles alternativos que generen, en el proceso de producción del cemento Pórtland, menos emisiones contaminantes que los materiales actualmente empleados. Otra posibilidad consistiría en la mejora de la eficacia de los hornos utilizados en la producción del cemento Pórtland, pero para ello resultaría necesaria una gran inversión económica en el sector, hecho que hace inviable, en cierta medida, la puesta en marcha de esta alternativa de forma generalizada. Teniendo en cuenta las limitaciones que presentan las propuestas anteriormente mencionadas, actualmente se defiende como mejor alternativa para reducir el consumo de energía y la emisión de CO₂, la utilización de adiciones minerales tanto en el proceso de fabricación del cemento Pórtland como en la producción de morteros y hormigones. De esta manera se reduciría, por una parte, el consumo de materias primas en la dosificación de crudos, y por otra parte, el consumo de clínker Pórtland y, todo ello lleva como consecuencia una reducción en las emisiones de CO₂.

Las adiciones minerales puzolánicas son aquellos materiales, que si bien no presentan actividad cementicia por sí solos, al ser finamente divididos y mezclados con el agua reaccionan con el hidróxido de calcio a temperatura ambiente para formar compuestos con propiedades cementantes. Estos materiales, compuestos mayoritariamente de sílice (SiO_2) y/o alúmina (Al_2O_3), pueden ser residuos agrícolas, industriales o bien tratarse de productos sintetizados, como es el caso del metacaolín. Por todo ello, existe una amplia variedad de materiales que pueden ser utilizados como adiciones minerales puzolánicas, entre los cuales se puede destacar la ceniza volante (CV), la ceniza de lodo de depuradora (CLD), el humo de sílice (HS), el residuo de catalizador de craqueo catalítico del petróleo (FCC), la ceniza de cáscara de arroz (CCA) (Ordóñez, 2007), el aluminosilicato cálcico vítreo (VCAS), o el metacaolín(MK), entre otros.

La CV es un residuo que se obtiene por precipitación electrostática o mecánica de partículas pulverulentas arrastradas por flujos gaseosos de hornos alimentados por carbón pulverizado en las centrales térmicas de generación de energía (Amahjour, 2000). El lodo de depuradora es un subproducto de las plantas de tratamiento de aguas residuales urbanas. Como resultado de la incineración de los lodos de depuradora, mediante la cual los compuestos orgánicos son descompuestos, se obtiene la ceniza de lodo de depuradora (CLD) con un volumen de sólo el 10% del residuo original (Garcés, 2008 y Pérez-Carrión, 2008). El humo de sílice (HS), es un subproducto del proceso de obtención del silicio y de la aleación de ferrosilicio. En el proceso, se genera un humo que contiene micropartículas esféricas de dióxido de silicio en estado amorfo. El FCC es un material de desecho proveniente de las refinerías petróleo, concretamente de las plantas de craqueo catalítico en lecho fluido (Zornoza, 2007). Tiene una estructura zeolítica y está compuesto básicamente de aluminosilicatos (Garcés, 2011). El aluminosilicato cálcico amorfo (VCAS), es un residuo industrial proveniente del procesamiento de los residuos obtenidos en la fabricación de las fibras de vidrio. Se trata de un material vítreo, rico en óxidos de silicio, aluminio y calcio (Mitsuuchi, 2012).

La reactividad de las adiciones minerales puzolánicas debe ser evaluada en base a dos parámetros principales: la cantidad de hidróxido de calcio combinado con la puzolana y la velocidad a la que se consume dicha cal. Estos parámetros están directamente relacionados con la naturaleza y calidad de la puzolana.

Quizás uno de los aspectos que genera mayores dudas en relación a la utilización de estas puzolanas, es que el desarrollo de su potencial actividad puzolánica implica el consumo, en mayor o menor medida, del $\text{Ca}(\text{OH})_2$ generado en la hidratación de la fases anhidras del cemento. Y por lo tanto, el consumo de la reserva alcalina, el $\text{Ca}(\text{OH})_2$ o portlandita, presente en las paredes de los poros y en la disolución intersticial contenida en el interior de la pasta cementicia. Es esta reserva alcalina la que, en principio, garantiza la estabilidad de la capa pasivante que preserva al acero de refuerzo frente a la corrosión en las estructuras de hormigón armado.

El objetivo de este artículo es presentar un resumen de trabajos de investigación donde se ha evaluado el nivel de corrosión que presentan armaduras embebidas en morteros y hormigones donde se ha sustituido parcialmente el cemento por diferentes residuos caracterizados por su actividad puzolánica. Asimismo, se presentan características resistentes de algunos de los conglomerantes en base cemento Portland fabricados con sustitución del cemento por estos residuos con actividad puzolánica. La información se ha obtenido a partir de Tesis Doctorales (Amahjour, 2000; Ordoñez, 2007; Zornoza, 2007; Pérez-Carrión, 2008) y diferentes publicaciones, todas ellas desarrolladas en el ámbito del grupo de excelencia de la Generalitat Valenciana: Unidad de investigación y Ciencia del Hormigón (UNICH), formado por profesores de los Departamentos de Ingeniería de la Construcción de la Universidad de Alicante y la Universitat Politècnica de València en España. Dicho grupo trabaja en la línea de la sostenibilidad en el ámbito de la construcción.

2. EXPERIMENTAL

Los resultados que se presentan a continuación se han obtenido utilizando los siguientes materiales: Portland tipo CEM I 52.5 R, arena silícea normalizada cumpliendo la norma europea UNE-EN 196-1, árido calizo, FCC (suministrado por BP España), CV (suministrada por la central térmica de Andorra-España) y CLD (suministrada por la planta de Pinedo-Valencia de tratamiento de aguas residuales urbanas). La Tabla 1 muestra la composición química de los residuos utilizados.

Tabla 1. Composición química de los residuos en porcentajes.

	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	K ₂ O	Na ₂ O	MgO	SO ₃	PF*
CV	40.94	24.65	13.59	9.83	1,40	0.34	1.59	1.60	0.49
FCC	46.04	47.47	0.58	0.11	-	-	0.17	0.02	2.44
CLD	17.9	17.0	16.6	26.7	-	-	1.99	11.7	2.19

*Pérdida al fuego a 950 °C, 1 hora.

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

En primer lugar presentaremos algunos de los resultados obtenidos mediante la incorporación del CLD a morteros, en lo que respecta a la corrosión de armaduras (Garcés, 2006). La figura 1 muestra la evolución de la densidad de corriente de corrosión correspondiente a las barras de acero de refuerzo embebidas en los morteros fabricados con cemento portland y diferentes proporciones de ceniza de lodo de depuradora (CLD): 0, 10, 20, 30 y 60% (porcentajes de sustitución en relación al peso de cemento) y siendo el agua/material cementante (a/mc) 0.7. Tras el curado en cámara húmeda durante 28 días, estos morteros permanecieron durante todo el tiempo de experimentación parcialmente sumergidos en agua de mar. La franja rojiza horizontal dibujada entre los valores de 0.1 y 0.2 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$, es el umbral de corrosión. Por debajo se considera la corrosión despreciable, y por encima, la velocidad de corrosión es lo suficientemente grande como para poder afectar a la vida útil de la estructura. Es interesante destacar que en estas probetas sumergidas en agua de mar se observa que los morteros con un 10 y 20% de CLD tienen un comportamiento similar al del mortero de control, situándose por debajo de la zona de corrosión. Únicamente para aquel mortero con una sustitución parcial del cemento por CLD del 60%, los niveles de corrosión registrados son altos. Hay que tener en cuenta que para esta sustitución tan alta, la trabajabilidad del mortero era muy reducida y el nivel de porosidad muy alto en comparación con el mortero control y con los morteros con sustituciones del 10 y 20%.

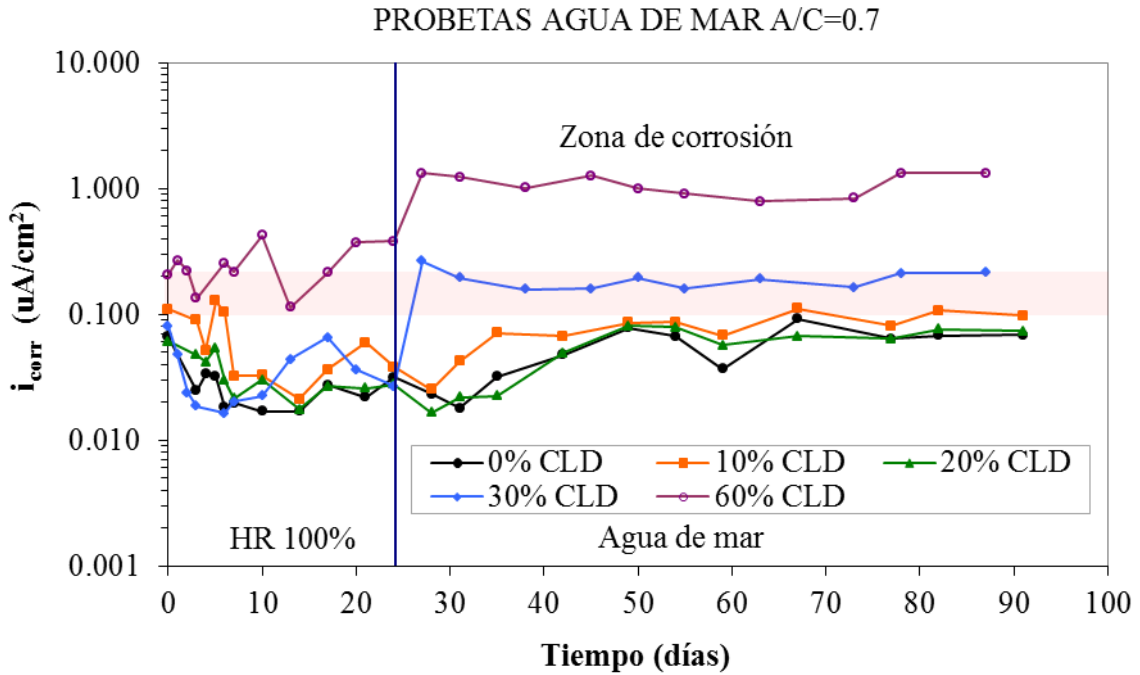


Figura 1. Evolución de la velocidad de corrosión en probetas confeccionadas con 0, 10, 20, 30 y 60% de sustitución de cemento Pórtland por CLD, relación a/mc=0.7 y sumergidas en agua de mar.

En el siguiente caso se utilizó CV y algunos productos que fueron obtenidos como resultado de la aplicación de diversos pretratamientos (Garcés, 2010). La figura 2 muestra la evolución de la densidad de corriente y el potencial de corrosión correspondiente a las barras de acero de refuerzo embebidas en los morteros fabricados con cemento portland, con relaciones a/mc: 0.5 y 0.7 (patrones) y con sustitución parcial (30%) del cemento por ceniza volante (CV) original, CV sometida a molienda durante 60 minutos, la fracción magnética TM y no magnética TNM de la misma ceniza volante, obtenidas al someter a la acción de un campo magnético la CV. Tras el curado, estos morteros permanecieron durante todo el tiempo de experimentación parcialmente sumergidos en agua de mar. Como se puede observar en la figura 2, el comportamiento de los aceros en cada una de las matrices cementicias estudiadas es significativamente diferente. Cabe destacar, en primer lugar, que el nivel de corrosión que presentan los aceros embebidos en el mortero con sustitución del 30% del cemento por ceniza volante original (T0) se sitúan entre lo registrado en el patrón con a/mc 0.5 y a/mc 0.7, habiéndose producido en todos ellos la despasivación y por tanto el desarrollo de la pila de corrosión. Por lo tanto, una capa de recubrimiento porosa, por exceso de agua en el amasado, puede tener una influencia más negativa que la sustitución parcial de cemento por CV. Resulta muy interesante, por otra parte, el que en las condiciones agresivas planteadas en este trabajo, el mortero con CV sometida a molienda y con la fracción no magnética de la CV, mantenga el refuerzo pasivado durante toda la experiencia.

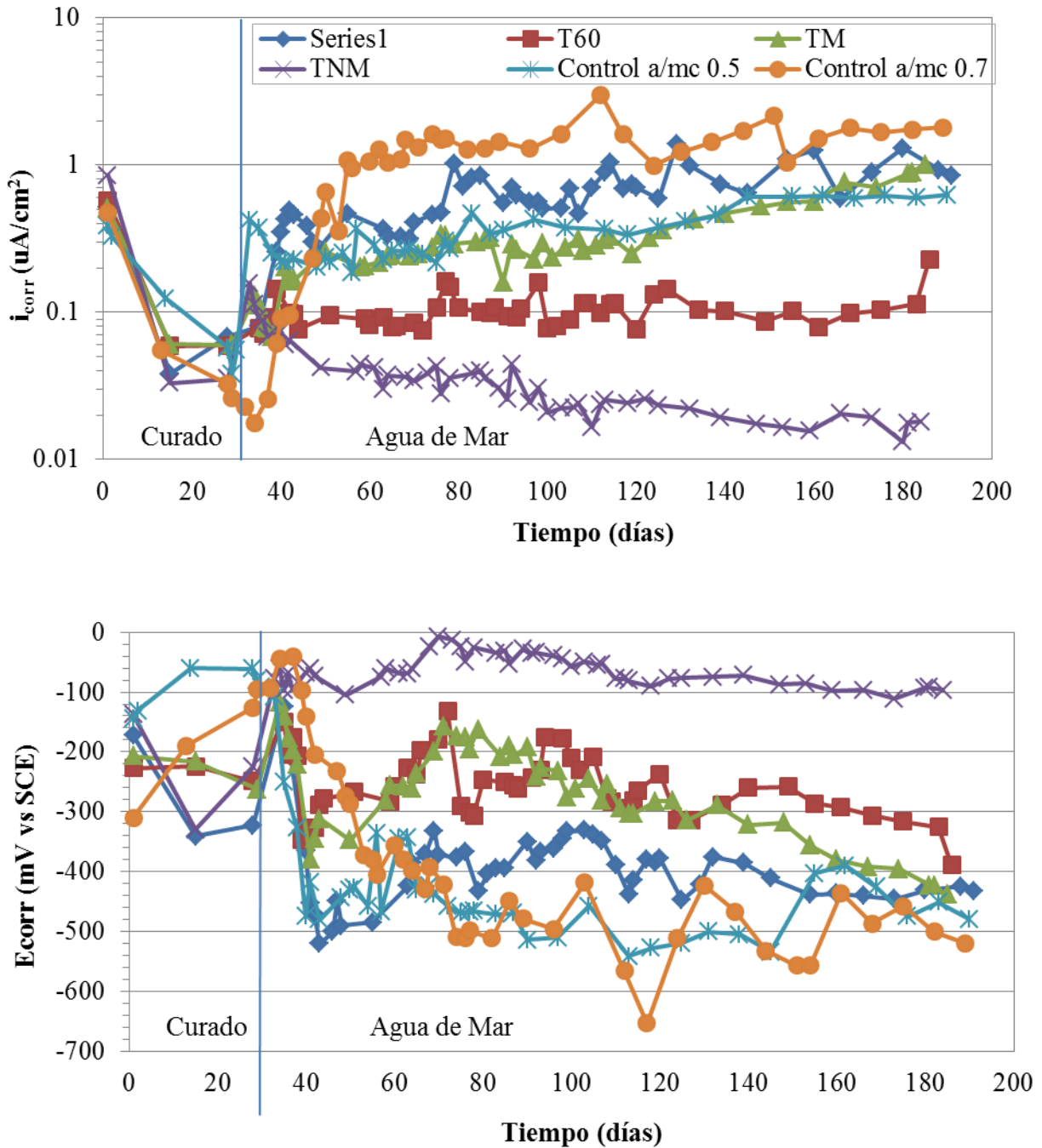


Figura 2. Evolución de la densidad de corriente y potencial de corrosión con el tiempo para probetas de mortero curadas durante 28 días, humedad relativa del 100% y sometida a inmersión parcial en agua de mar. En todos los casos sustitución del 30% de cemento por CV. T0: Mortero con CV original, T60: Mortero con CV sometida a molienda 60 minutos, TM: Mortero con fracción magnética de CV, TNM: Mortero con fracción no magnética de CV, comparados con patrones de a/mc 0.5 y 0.7.

Así pues, la utilización de este tipo de materiales no está reñida con el cumplimiento de los requisitos de durabilidad en términos de corrosión de armaduras. No obstante, lo que sí exige, como en casi cualquier otro material, es la utilización del conocimiento previo que se tenga para seleccionar adecuadamente tanto el ámbito de aplicación, como los límites que se deben emplear en el uso de los mismos.

Profundizando un poco más, también podemos tener un importante aliado en la utilización de estos subproductos a la hora de mejorar algunas propiedades que tienen gran impacto en la durabilidad, en concreto, en lo que hace referencia a la mejora de la microestructura. Por ello es importante destacar el efecto que sobre la densificación de la matriz cementante puede tener lugar en el desarrollo de los productos cementantes derivados de la actividad puzolánica de algunos residuos. Así, en la figura 3 se observan los valores de las intrusiones de mercurio acumuladas de los morteros (ensayos de porosimetría de intrusión de mercurio), en función de su relación a/mc y de la presencia de FCC. En ella se aprecia cómo la intrusión acumulada final (el valor obtenido para el diámetro más pequeño) sigue un orden creciente según aumenta la relación a/mc. Esto es lógico, ya que la porosidad de los morteros aumenta según aumenta la relación a/mc.

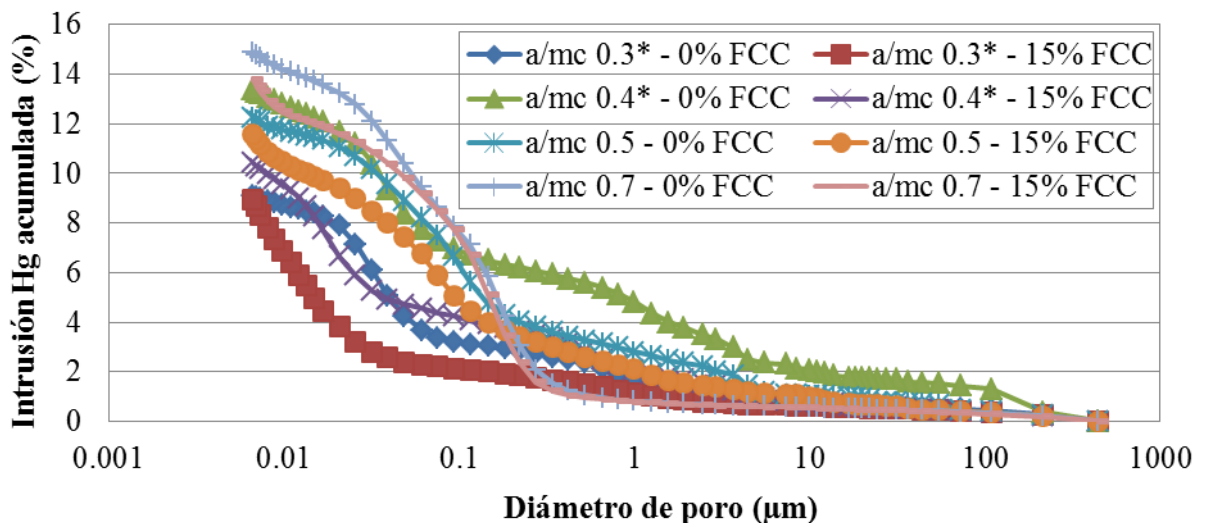


Figura 3. Distribución de tamaños de poros en los morteros de cemento/FCC en función de la relación a/mc.

También se observa en dicha gráfica que la sustitución de cemento por FCC produce una reducción de la porosidad total (ver nuevamente el valor de la intrusión acumulada final). Esto es debido a la densificación que se produce en la probeta por la formación de productos cementantes, a consecuencia de la reacción puzolánica entre el FCC y la portlandita liberada por la hidratación del cemento. Por otra parte, si se considera como porosidad capilar la comprendida en el intervalo de 50 nm a 3 micras, se puede observar (Figura 4, Zornoza 2009b) que existe una clara dependencia de la porosidad capilar con la relación a/mc y además el FCC produce un descenso sistemático de dicha porosidad capilar, la cual afecta notablemente a los procesos de transporte a través del mortero.

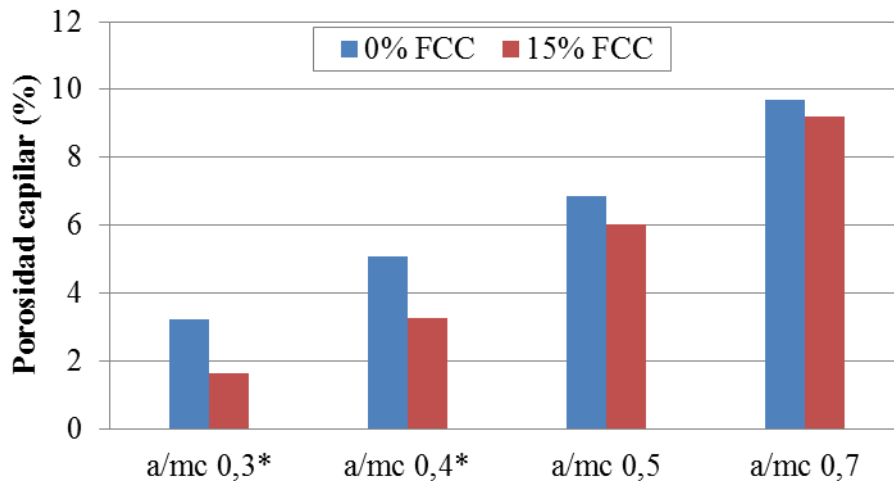


Figura 4. Distribución de tamaños de poros capilares (responsables de los fenómenos de transporte) en los morteros de cemento/FCC en función de la relación a/mc.

A la vista de estos resultados, cabe cuestionarse sobre cuál es el impacto real de estos cambios microestructurales en los fenómenos de transporte, como la difusión de CO₂. Son muchos los modelos de predicción de vida de servicio de estructuras en función de la velocidad de avance de la carbonatación en elementos en servicio. Estos modelos pueden ser más o menos completos e intentan abarcar todos los factores que influyen en la velocidad de carbonatación, como pueden ser: la humedad ambiental, el contenido de portlandita de los hormigones, el grado de hidratación del cemento, etc.

En los resultados que se presentan a continuación, se pretende comparar cómo influyen la sustitución de cemento por residuo de FCC y la relación a/mc en la velocidad de carbonatación de los morteros. Para ello se presentan resultados que se han ajustado mediante el modelo clásico que relaciona la profundidad de carbonatación con la raíz cuadrada del tiempo mediante una constante, que denominamos velocidad de carbonatación, y cuya ecuación responde a la siguiente expresión:

$$x = V_{CO_2} \sqrt{t}$$

Con los resultados experimentales obtenidos (figura 5) se calculó el coeficiente V_{CO_2} que sirvió para comparar la resistencia que ofrecen los distintos morteros ante el avance del frente de carbonatación.

En la figura 5 se puede observar que a medida que se aumenta la relación a/mc, la velocidad de carbonatación crece considerablemente (Zornoza, 2009a). Este fenómeno es esperable debido a que la porosidad de los morteros aumenta al incrementar la relación a/mc, y por lo tanto el CO₂ encuentra el camino mucho más despejado para penetrar hacia el interior del mortero. En las relaciones a/mc bajas (0,3 y 0,4 con plastificante) la presencia del FCC no ofrece diferencias apreciables con respecto a los morteros sin residuo de FCC.

En cambio, para las relaciones a/mc 0,5 y 0,7, el residuo de FCC empeora la resistencia del mortero frente a la carbonatación. Parece ser que la reducción de la reserva alcalina debido al consumo de la misma por el FCC es bastante importante, y ello conlleva una menor cantidad de sustancias carbonatables que frenen el avance de la carbonatación aumentando las constantes de carbonatación (figura 6).

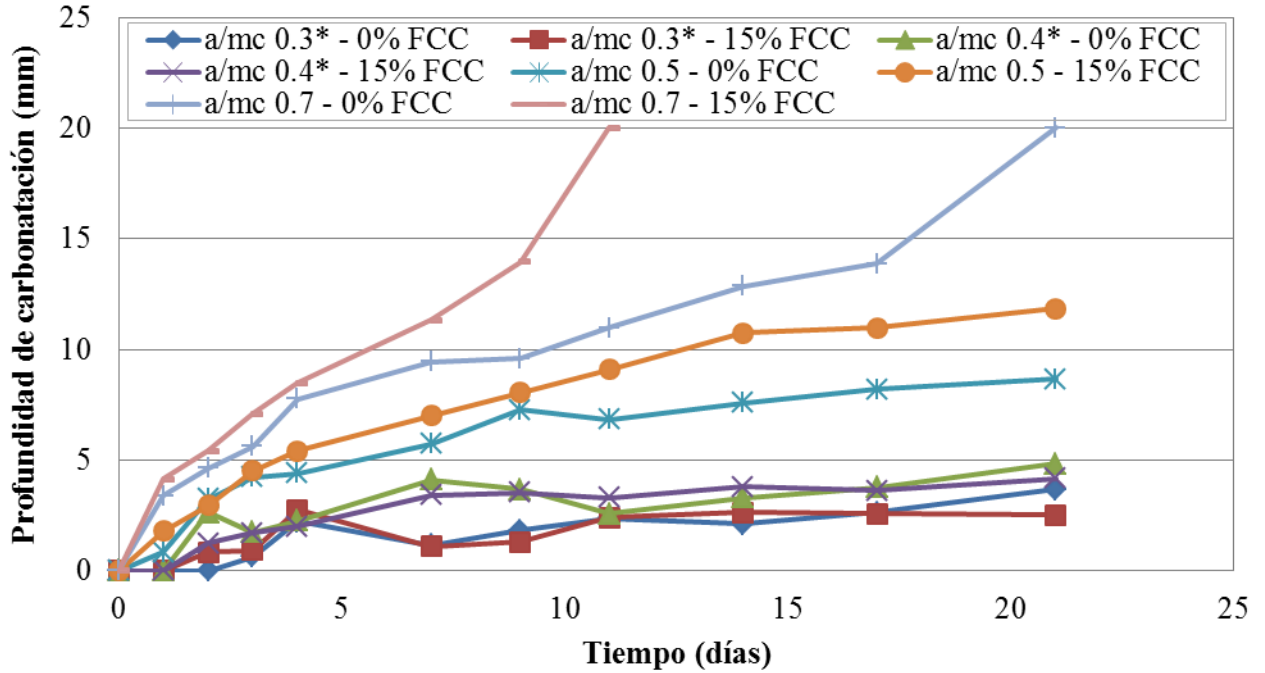


Figura 5. Evolución del perfil de carbonatación de morteros durante el ensayo de carbonatación acelerada.

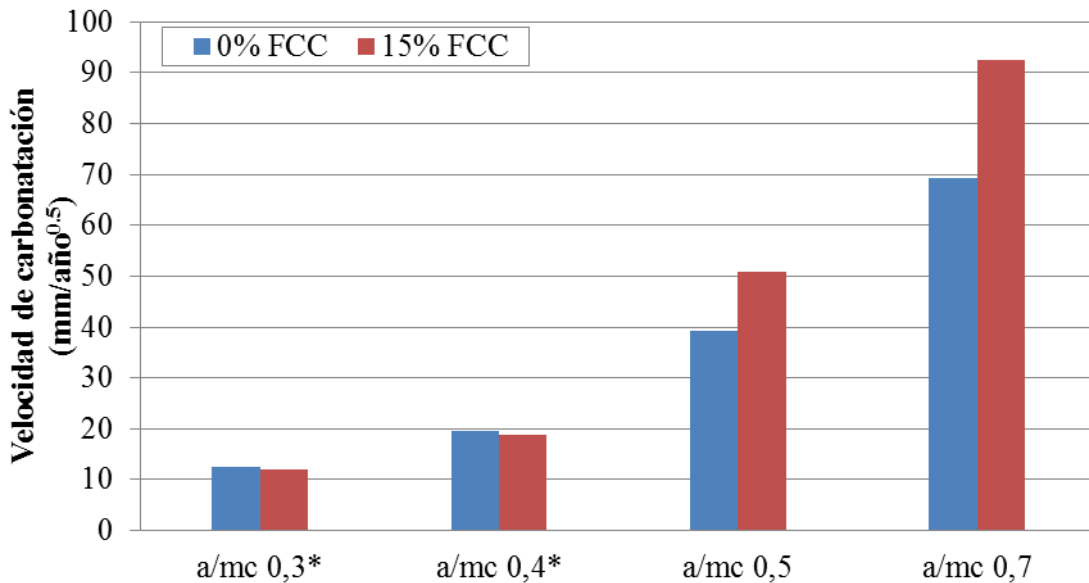


Figura 6. Velocidad de carbonatación de los morteros en el ensayo de carbonatación acelerada.

A su vez, no sólo las propiedades de transporte de los productos elaborados son modificadas, también lo son, y es de sobra conocido, el impacto en las propiedades mecánicas. Eso sí, el resultado dependerá de cada material en concreto, aunque no nos debe preocupar en exceso ya que existe sobrada información sobre la influencia de cada puzolana en las propiedades mecánicas. Esto es así ya que tradicionalmente, es la principal propiedad por la que pregunta un ingeniero civil, y efectivamente, es la primera función que debe ser asumida por el material: resistir un esfuerzo. En la figura 7 se presentan los resultados de resistencia a compresión de estos mismos morteros (Zornoza, 2008b y 2009a). Se puede comentar que a medida que aumenta la relación a/mc se produce un descenso de la resistencia a compresión, debido al aumento de la porosidad, y que además la incorporación de FCC produce un significativo incremento en este parámetro como consecuencia de la mejora de la microestructura del mortero producida por la formación de productos cementantes adicionales.

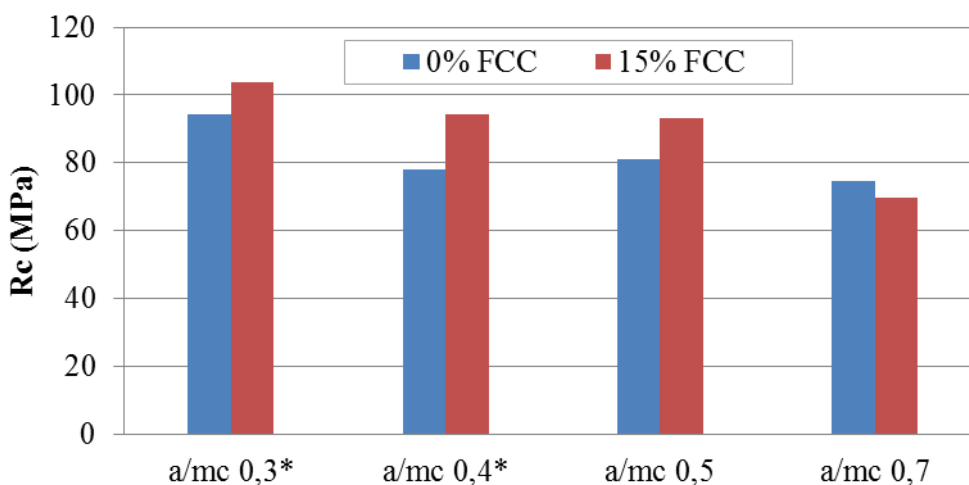


Figura 7. Datos de resistencia a compresión de los morteros patrón y con sustitución de un 15% de cemento por FCC.

En algunos casos, además, se pueden encontrar agradables sorpresas, ya que existen materiales disponibles, como el residuo de FCC, que no sólo no reducen alguna de las propiedades relacionadas con la durabilidad, sino que además son capaces de mejorarlas significativamente. En las figuras 8 y 9 se presentan los resultados obtenidos en los estudios de corrosión tanto para los morteros sin FCC como para los que incorporan un 15% de FCC, para diferentes contenidos de cloruros en la matriz cementante (Zornoza, 2009c). Lo primero que se aprecia de forma muy evidente es la ordenación de los valores de velocidad de corrosión y potencial de corrosión en función de la concentración de cloruros. A medida que aumenta dicha concentración se produce un desplazamiento del potencial hacia valores más negativos y un aumento de la velocidad de corrosión. Además se pueden extraer interesantes observaciones. Si se observan los valores en torno a los que se estabilizan las velocidades de corrosión, para el mortero control se podría establecer el umbral de cloruros entre el 1 y el 2% de cloruros respecto del peso de cemento, mientras que para el mortero con FCC dicho umbral se situaría entre el 2 y el 5%, lo cual supone una importante mejora en el nivel de cloruros tolerable.

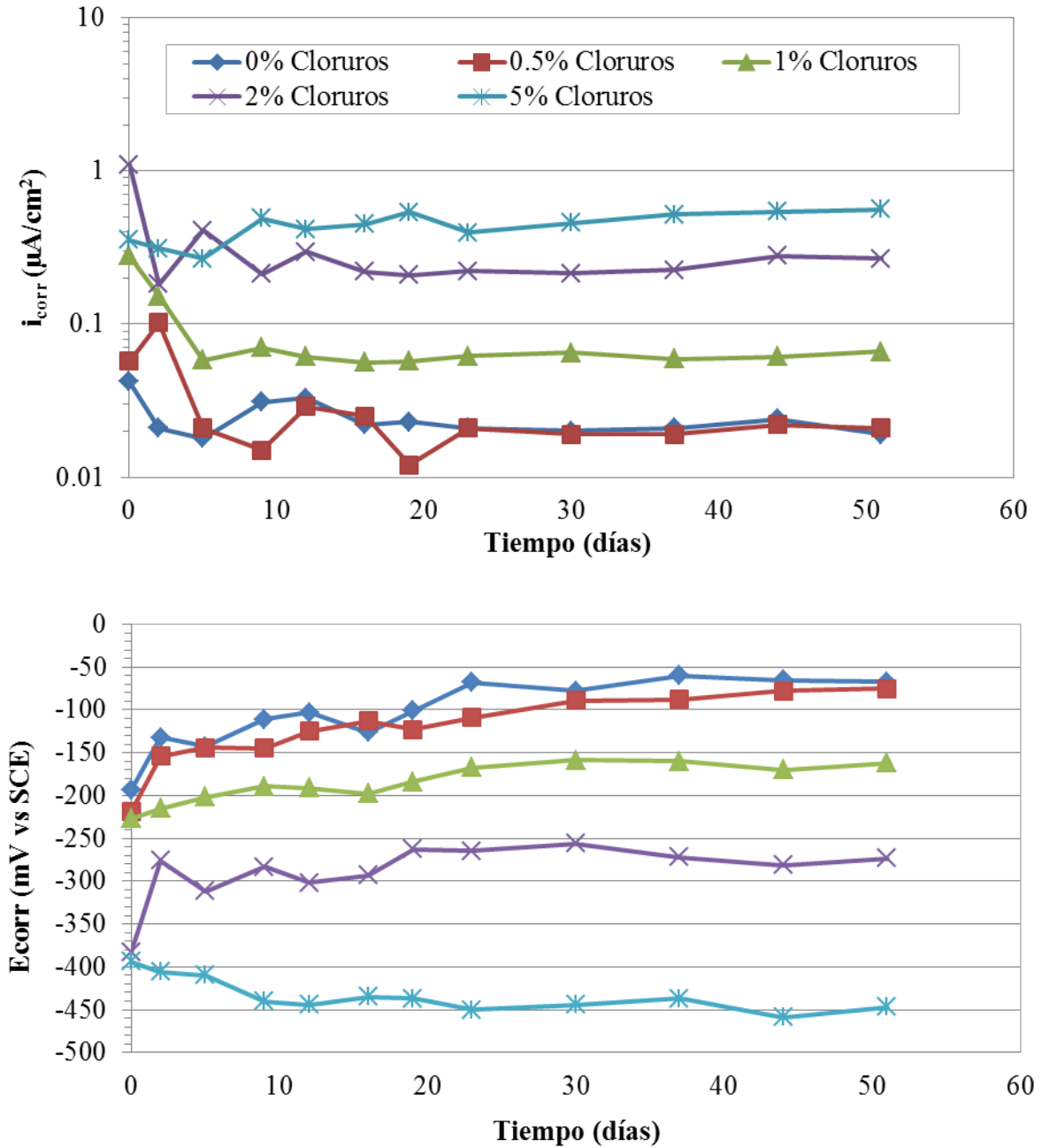


Figura 8. Niveles de corrosión del acero registrados en morteros patrón (100% cemento) para diferentes porcentajes de cloruros añadidos al agua de amasado.

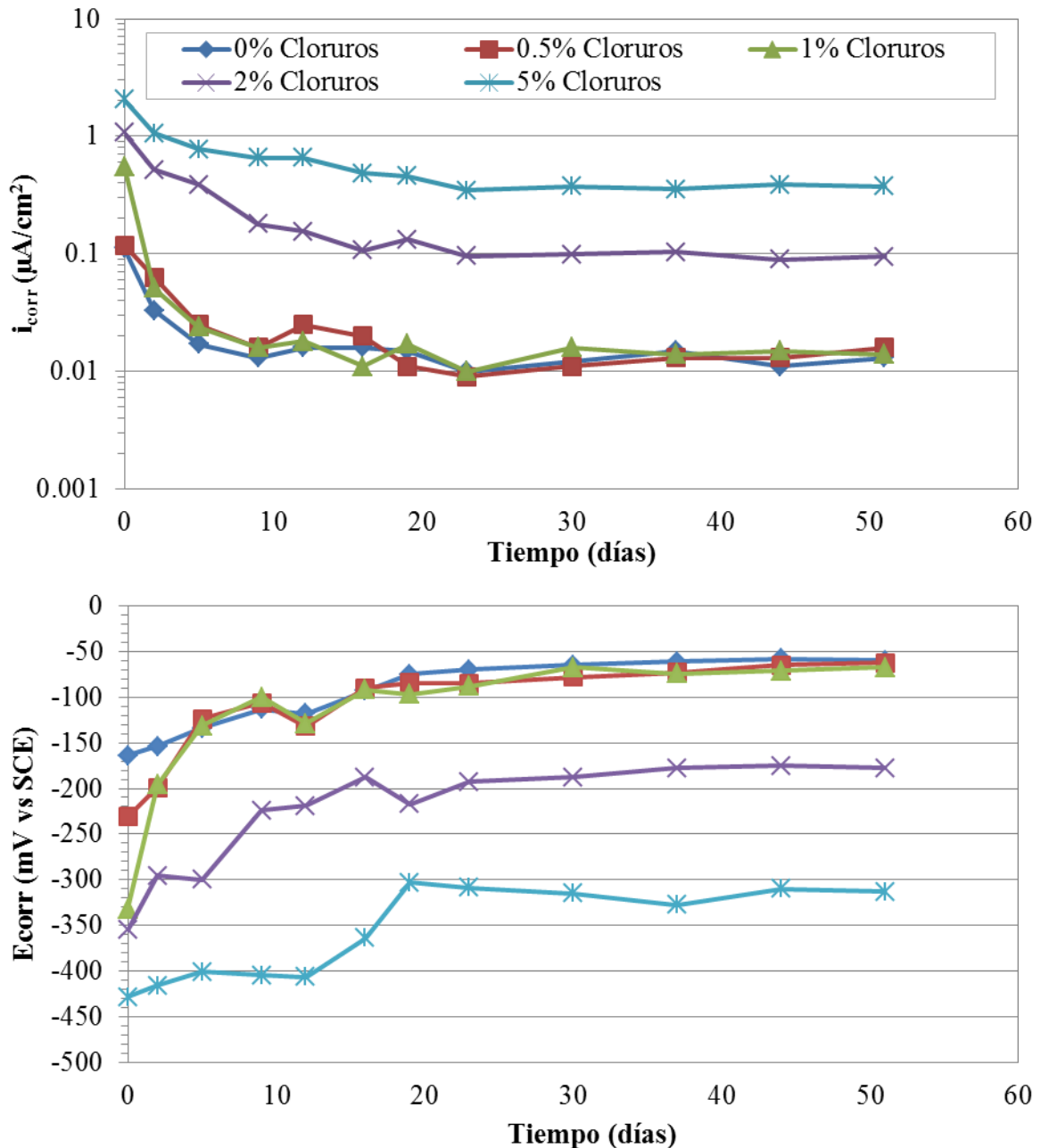


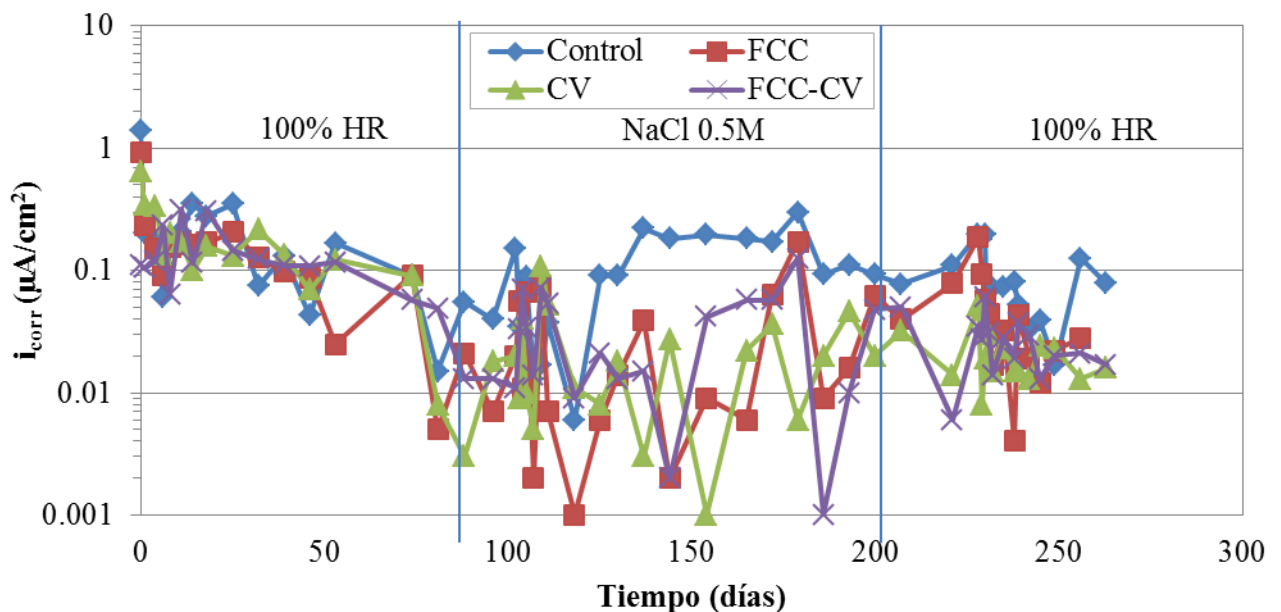
Figura 9. Niveles de corrosión del acero registrados en morteros con sustitución de un 15 del cemento por FCC para diferentes porcentajes de cloruros añadidos al agua de amasado.

Por último, una de las posibilidades que tiene más interés potencial es el diseño de mezclas ternarias de cemento con dos residuos que presenten propiedades complementarias. Tal es el caso de la CV y el FCC. A continuación se presentan resultados obtenidos del estudio de resistencia al ingreso de cloruros y corrosión de armaduras en morteros ternarios de cemento, FCC y ceniza volante. La presencia de ceniza volante en morteros y hormigones mejora la trabajabilidad de los morteros por lo que se puede compensar la alta demanda de agua que se observa que presenta el FCC.

Además mediante este tipo de mezclas cementantes se pueden conseguir porcentajes de sustitución de cemento muy elevados, lo que conlleva beneficios medioambientales, a la par que se consigue mejorar las propiedades mecánicas de los productos elaborados y mejorar la microestructura de la matriz cementante. Por otro lado, como ya se estudió anteriormente, usar sustituciones tan elevadas de cemento puede ocasionar una reducción o agotamiento de la reserva alcalina, lo que pondría en peligro la correcta pasivación de las armaduras. Se han comparado morteros con diferentes sustituciones de cemento: 30% para la CV, 15% para el FCC, y una combinación de 30% de CV más 15% de FCC para el mortero diseñado con mezcla de puzolanas. La figura 10 muestra la evolución de la velocidad de corrosión y el potencial de corrosión de los aceros embebidos en morteros de cemento-FCC-CV durante el ataque por cloruros externos al que fueron sometidas las muestras en la que la relación a/mc fue de 0,5 (Zornoza, 2008a y 2009d). En la primera fase se aprecia que inicialmente la velocidad de corrosión de los aceros es elevada debido al proceso de pasivación de los aceros. Progresivamente los valores se reducen hasta situarse por debajo del umbral de corrosión activa.

Durante el ataque por cloruros, las probetas se sumergieron parcialmente en una disolución de NaCl 0,5 M. En este caso se observa que los perfiles de la velocidad de corrosión presentan los dientes de sierra típicos de un ataque por cloruros que originan picaduras en la superficie del acero. En general, los morteros con sustitución de cemento por FCC y/o CV ofrecen valores de velocidad de corrosión inferiores a los del mortero Control pero no se puede discriminar entre ellos ninguno que destaque con respecto a los demás.

Los valores de velocidad de corrosión de los morteros con FCC y/o CV permanecen siempre por debajo del umbral de corrosión activa. La presencia de FCC en los morteros mejora sensiblemente la capacidad de fijación de cloruros de la matriz cementante mientras que la incorporación de un 30% de CV lo hace ligeramente, debido a que el aporte de aluminatos por el FCC es muy superior al aporte de la CV. En otro estudio se comprobó que la mezcla ternaria de cemento Portland-FCC-ceniza volante consigue reducir apreciablemente el coeficiente de difusión de estado estacionario de los morteros (a pesar de contener mucho menos cemento), aunque esta mejora no es tan notable como en el caso de incorporar únicamente FCC.



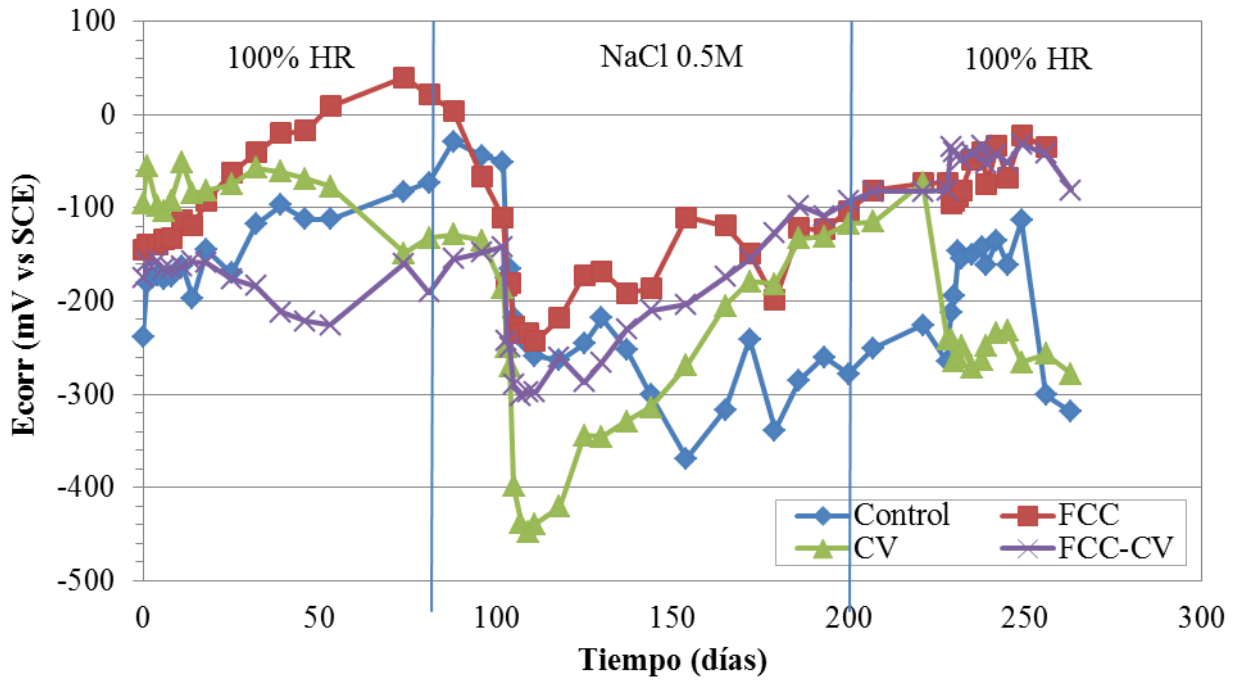


Figura 10. Evolución de la velocidad de corrosión y el potencial de corrosión de los aceros embebidos en morteros de cemento-FCC-CV durante el ataque por cloruros externos. Relación a/mc de 0,5.

Otra de las mezclas ternarias que se han estudiado son las resultantes del sistema cemento Portland-CLD-CCA. En la figura 11 se presentan los valores obtenidos de resistencia a compresión en probetas de mortero con las siguientes formulaciones: 1) Patrón, 2) adición 10% CCA, 3) sustitución del 30% de cemento (20%CLD+10% CCA) y 4) 30% (20%CLD+ 10%CCA) + adición 10% CCA. Hay que destacar en primer lugar que todos los valores de resistencia característica a 28 días se encuentran por encima de la clase resistente del cemento. En segundo destaca que en el caso 4) el nivel de consumo de residuo es muy importante y sin embargo sigue superando la clase resistente del cemento utilizado (32.5 MPa). Por último, y como era de esperar las resistencias disminuyen en todos los casos a medida que aumentan las relaciones a/mc consideradas.

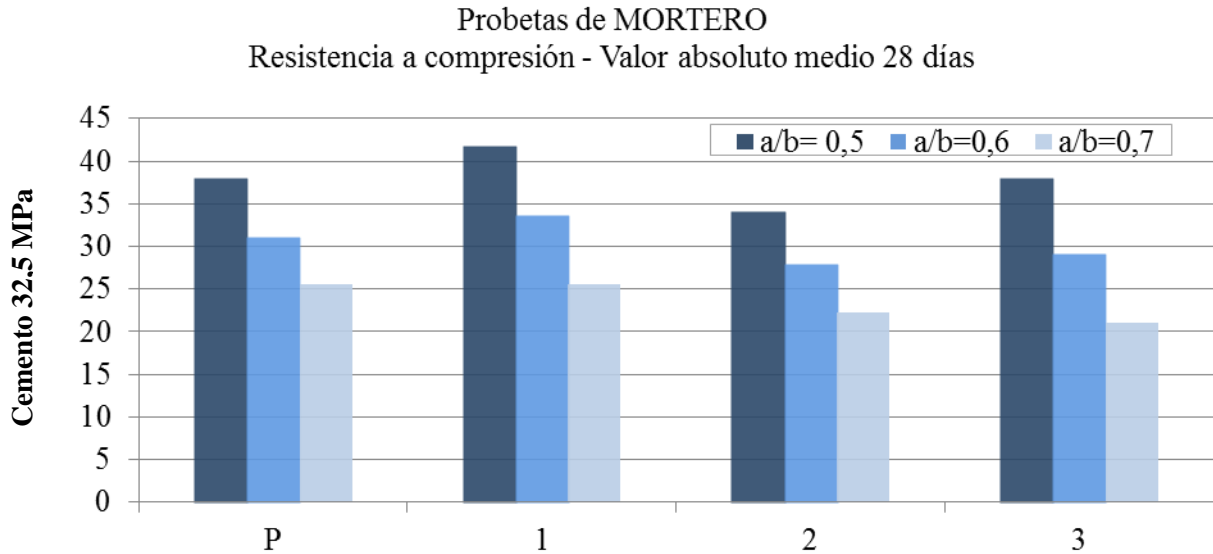


Figura 11. Resistencia a compresión en probetas de mortero CLD-CCA curadas durante 28 días con distintas relaciones agua/material cementante. 1) Patrón, 2) adición 10% CCA, 3) sustitución del 30% de cemento (20%CLD+10% CCA) y 4) 30% (20%CLD+ 10%CCA) + adición 10% CCA.

De los resultados presentados en este trabajo se deriva claramente que la utilización de los denominados “ecoconglomerantes” basados en la sustitución de parte del cemento por residuos con actividad puzolánica no implica necesariamente una reducción de las características resistentes. Por otra parte, la adecuada combinación de cemento y puzolana junto con la pertinente selección del ámbito de aplicación de los mismos, no conlleva un empeoramiento de la durabilidad de los elementos fabricados con estos “ecoconglomerantes” en términos de corrosión de armaduras.

4. CONCLUSIONES

1. La utilización de residuos industriales o agrícolas con actividad puzolánica en las cantidades adecuadas pueden mantener o mejorar las propiedades mecánicas de los conglomerantes.
2. Se ha podido observar una disminución en la porosidad capilar de las matrices cementantes que incorporan residuos industriales o agrícolas, lo cual puede potencialmente reducir los fenómenos de transporte de agentes agresivos como el CO₂ o los iones cloruro.
3. La adecuada combinación de residuos industriales o agrícolas sustituyendo parte del cemento puede preservar de forma eficaz la capa pasivante de la superficie de los aceros, por lo que garantiza su durabilidad en ambientes no agresivos.
4. La selección de ciertos residuos industriales o agrícolas permite obtener ventajas tecnológicas mejorando algunas propiedades relacionadas con la durabilidad como puede ser la capacidad de fijación de cloruros de la matriz cementante.
5. Es posible fabricar materiales conglomerantes compatibles con un desarrollo sostenible en el ámbito de la construcción.

5. REFERENCIAS

- Amahjour, F. (2000) Tesis doctoral. *Estudio de la reactividad de las puzolanas artificiales: cenizas volantes y humo de sílice y su reutilización en ingeniería civil*. Universidad Politécnica de Valencia, Valencia.
- Garcés, P., Perez Carrión, M., Alcocer, E. G^a., Payá, J., Andión, L. G. (2006) *Efecto de la adición de ceniza de lodo de depuradora (CLD) en las propiedades mecánicas y niveles de corrosión de armaduras embebidas en morteros de cemento Portland*. *Materiales de Construcción*, Vol. 56, No. 282, pp 31-43.
- Garcés, P., Perez Carrión, M., Alcocer, E. G^a., Payá, J. (2008) *Mechanical and physical properties of cement blended with sewage sludge ashes*. *Waste management*, Vol. 28, pp 2495-2502.
- Garcés, P., Andión, L. G^a, Zornoza, E., Bonilla, M., Payá, J. (2010) *The effect of processed fly ashes on the durability and the corrosion of steel rebars embedded in cement-modified fly ash mortars*. *Cement and concrete composites*, Vol. 32, pp. 201-210.
- Garcés, P., Glasser, F. P., Brew, D. R. M., Zornoza, E., Payá J. (2011) *Pozzolanic Activity of a Spent Fluid Catalytic Cracking Catalyst Residue*. *Advances in Cement Research*, Vol. 23, No. 1, pp. 1-7
- Mitsuuchi, M. (2012) Tesis doctoral. *Producción y caracterización de materiales cementantes apartir del Silicoaluminato Cálcico Vítreo (VCAS)*. Universidad Politécnica de Valencia, Valencia.
- Ordóñez, L. M. (2007) Tesis doctoral. *Reutilización de la ceniza de cáscara de arroz como material de construcción: Valorización y optimización de sus propiedades puzolánicas*. Universidad Politécnica de Valencia, Valencia.
- Pérez-Carrión, M. T. (2008) Tesis doctoral. *Viabilidad del uso de cenizas de lodo de depuradora en la industria del prefabricado del hormigón*. Universidad de Alicante.
- Zornoza, E. (2007) Tesis doctoral. *El papel del catalizador usado en el craqueo catalítico del petróleo (FCC ó FC3R) como material puzolánico en el proceso de corrosión de las armaduras de hormigón*. Universidad Politécnica de Valencia, Valencia.
- Zornoza, E., Payá, J., Garcés, P. (2008a) *Chloride-induced corrosion of steel embedded in mortars containing fly ash and spent cracking catalyst*. *Corrosion Science*, Vol. 50, pp. 1567-1575.
- Zornoza, E., Garcés, P., Payá, J. (2008b) *Effect of cement substitution by spent cracking catalyst (FC3R) on the corrosion rate of steel rebars embedded in mortars under carbonation attack*. *Materiales de Construcción*, Vol. 58, pp. 27-43.
- Zornoza, E., Payá, J., Monzó, J., Borrachero, M. V., Garcés, P. (2009a) *The carbonation of OPC mortars partially substituted with spent fluid catalytic cracking catalyst (FC3R) and its influence on their mechanical properties*. *Construction and Building Materials*, Vol. 23, pp. 1323-1328.
- Zornoza, E., Garcés, P., Payá, J., Climent, M. A. (2009b) *Improvement of the chloride ingress resistance of opc mortars by using spent cracking catalyst*. *Cement and Concrete Research*, Vol. 39, pp. 126-139.
- Zornoza, E., Garcés, P., Monzó, J., Borrachero, M. V., Payá, J. (2009c) *Accelerated carbonation of cement pastes partially substituted with fluid catalytic cracking catalyst residue*. *Cement and Concrete Composites*, Vol. 31, pp. 134-138.
- Zornoza, E., Payá, J., Garcés, P. (2009d) *Carbonation rate and reinforcing steel corrosion rate of OPC/FC3R/FA mortars under accelerated condition*. *Advances in Cement Research*, Vol. 21, No. 1, pp. 12-22



Influencia del curado sobre la evolución de la corrosión en vigas de hormigón armado con diferentes agregados finos

O. A. Cabrera ¹, N. F. Ortega ², M. I. Schierloh ³, L. P. Traversa ⁴

¹ Facultad de Ingeniería, U.N.C.P.B.A., Av. del Valle 5737, (7400) - Olavarría, Argentina. Email: ocabrera@fio.unicen.edu.ar

² Departamento de Ingeniería, Universidad Nacional del Sur, Av. Alem 1253, (8000) - Bahía Blanca, Argentina. E-mail: nfortega@criba.edu.ar

³ U.T.N., F.R. Concepción del Uruguay, Ing. Pereira 676, (3264) - Concepción del Uruguay, Argentina. E-mail: schierlm@frcu.utn.edu.ar

⁴ Laboratorio de Entrenamiento Multidisciplinario para la Investigación Tecnológica (CIC-LEMIT), Calles 52 y 121, (1900) - La Plata, Argentina. E-mail: dirección@lemit.gov.ar

Información del artículo

Artículo recibido el 13 de Febrero de 2012, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 03 de Marzo de 2012. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores se publicará en el primer número del año 2013 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del tercer número del año 2012

© 2012 ALCONPAT Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 2, No. 2, Mayo - Agosto 2012, 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.mda.cinvestav.mx/alconpat/revista
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, fecha de última modificación: 30 de Mayo de 2012.

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.

RESUMEN

En este trabajo se analiza cómo el tipo de curado afecta la microestructura de hormigones con diferentes agregados finos, respecto al ingreso de fluidos, que se vinculan estrechamente con el deterioro del acero. Se evaluaron de 5 grupos distintos de probetas y vigas de hormigón armado, con curados: normal, en ambiente de laboratorio, en mufla, en ambiente frío y bajo la acción del viento. Las vigas fueron sometidas a ensayos de corrosión acelerada, en presencia de cloruros. Se concluyó que la velocidad de succión capilar es muy sensible al tipo de curado. En la corrosión de las vigas, el curado defectuoso influyó fuertemente sobre el tiempo de aparición de la primera fisura, el área y el ancho máximo de fisuras.

Palabras claves: arena triturada, forma y textura superficial, hormigón armado, corrosión, cloruros.

ABSTRACT

This paper analyses how the type of curing affects concrete microstructures with different fine aggregates in relation to the ingress of fluids closely connected with steel deterioration. Five different groups of specimens and beams of reinforced concrete were evaluated with curing in normal conditions, at laboratory ambient, in muffle furnace, at cold ambient and under wind action. Beams were submitted to accelerated corrosion tests in the presence of chlorides. It was concluded that capillary suction is very sensitive to the type of curing. In beam corrosion, defective curing highly influenced the time of appearance of the first crack, the area and maximum wide of cracks.

Keywords: crushed sand, shape and surface texture, reinforced concrete, corrosion, chlorides.

Autor de contacto: O. A. Cabrera

1. INTRODUCCIÓN

La corrosión de las armaduras es una de las principales patologías de las estructuras de hormigón armado, que implica una merma de la seguridad estructural, la disminución de la vida útil y el uso poco racional de los recursos no renovables que determina que las estructuras no sean sustentables (Alonso et al., 1998; Traversa, 2001). El hormigón es el encargado de proteger a las armaduras de la acción de los agentes externos, por constituir una barrera física y también, por brindar un medio alcalino en el cual el acero permanece pasivo (DURAR, 2000).

La capilaridad es uno de los mecanismos de transporte que tiene una importancia significativa en los procesos de deterioro, siendo para los fluidos el mecanismo de ingreso más rápido, y la determinación de la succión capilar permite caracterizar de modo comparativo la estructura de poros. De esta manera, la velocidad de succión capilar del hormigón y, particularmente del recubrimiento, están asociadas con la durabilidad de las estructuras. El método es sensible a los cambios en las mezclas y, particularmente, a las condiciones de curado, resultando una herramienta eficaz para especificaciones basadas en el desempeño del material (Cabrera et al., 2006). En hormigones convencionales, los mecanismos de transporte se producen por los capilares de la pasta de cemento y la interfaz "*pasta-agregado*", siendo esta última una zona de alta porosidad, facilitando la penetración de sustancias agresivas para las armaduras (cloruros, O₂, CO₂, etc.). Además, la forma, textura superficial y tamaño de los granos de los agregados finos inciden sobre la trabajabilidad de las mezclas, por cuanto la fricción entre partículas y la superficie específica pueden incrementar el contenido de pasta; y entonces, afectar a la resistencia y la durabilidad de los hormigones (Cabrera et al., 2011).

Por otra parte, el curado influye significativamente sobre las propiedades del hormigón endurecido, tales como su resistencia mecánica, permeabilidad, resistencia a la abrasión, estabilidad de volumen y resistencia a los ciclos de congelación y deshielo, etc. El desarrollo de la resistencia superficial puede reducirse cuando el curado es defectuoso, porque la evolución de la hidratación se ve retrasada y/o interrumpida, lo que provoca una menor cantidad de productos de hidratación, quedando una parte del cemento anhidro.

La consecuencia de un curado defectuoso que afecta la microestructura del hormigón, se manifiesta en que la porosidad capilar y la conectividad de poros son mayores que en un curado normal. Este cambio en la hidratación lleva a la reducción de la resistencia y al incremento de la permeabilidad del hormigón del recubrimiento. En resumen, el comportamiento durable del hormigón armado depende, en gran medida, del diseño de la mezcla, la selección de los materiales, del control en la colocación, compactación y de las condiciones de curado. En el presente trabajo experimental se analiza como influye el tipo de agregado fino y el modo de curado, sobre el proceso de corrosión de las armaduras.

2. MATERIALES, DOSIFICACIONES Y METODOLOGÍA

Hormigón y acero: en este estudio se analizan los resultados obtenidos sobre vigas de hormigón armado sometidas a un proceso de corrosión acelerado. Para ello se diseñaron 4 series de hormigones, con 3 arenas naturales de idéntico origen geológico y una arena triturada granítica, con diferentes módulos de finura, 2.30, 2.54, 2.80 y 2.88, respectivamente (Tabla 1). Como agregado grueso se usó una piedra partida cuarcítica, con un tamaño máximo nominal de 13.5 mm, y el aglomerante fue un cemento Portland normal CPN 40 (IRAM 50000, 2000). Los hormigones fueron elaborados con 300 kg/m³ de cemento y una relación agua/cemento fue de 0.60, manteniendo constante el volumen de pasta de cemento. Las mezclas se denominan con la letra *M* y el correspondiente número de arena. Los ensayos realizados sobre el hormigón endurecido fueron: resistencia a compresión (IRAM 1546, 1992), y la determinación de la velocidad de succión capilar a las 24 hs (VSC). La resistencia a rotura del acero de dureza natural de las barras longitudinales fue de 855 MPa.

Tabla 1. Características de los agregados finos.

Característica	Fina Nat. (1)	Triturada (2)	Gruesa Nat. (3)	Mezcla Nat. (4)
Módulo de finura	2.30	2.88	2.80	2.54
Contenido de polvo (< 75 µm)	1 %	4 %	1 %	1 %
Densidad relativa	2.58	2.63	2.58	2.58
Tipo de agregado	Silíceo	Granítico	Silíceo	Silíceo

Vigas de hormigón armado: las vigas de 110 x 10 x 15 cm se construyeron con 4 barras de acero de 4.2 mm de diámetro y con estribos de 2.1 mm de diámetro, separados cada 10 cm. El espesor del recubrimiento de las barras fue de 10 mm. Las vigas y probetas fueron curadas de 5 modos diferentes que se indican a continuación:

Tipos de curado: se modelaron distintas situaciones relacionadas con el curado que suelen presentarse en la práctica habitual de la construcción, que distan del curado ideal o normal. Las probetas y vigas se dividieron en 5 grupos que fueron curados de la siguiente manera: normal (*CN*: a 20 ± 2 °C y HR > 95 % durante 28 días), en ambiente de laboratorio (*CL*: a 20 ± 2 °C y HR ≅ 50 % hasta completar 28 días), en mufla (*CM*: a 40 ± 5 °C y HR ≅ 13 % durante los primeros 7 días, y luego en ambiente de laboratorio hasta los 28 días), en ambiente exterior (*CE*: estacionadas en época de invierno a una temperatura media de 6 °C durante 28 días) y bajo la acción del viento (*CLV*: simulando en laboratorio con una velocidad de 10 ± 1 Km/h, aplicado durante los primeros 7 días, y luego se mantuvieron en laboratorio hasta completar 28 días).

Proceso de corrosión acelerada: en este ensayo se aplicó una corriente de 100 µA/cm² provista por un galvanostato sobre la superficie del hormigón, en la parte inferior de la viga en el sentido de llenado, a través de un contraelectrodo formado por una malla de acero (de 50 cm de largo). Sobre el mismo se dispuso una esponja para humectar con una solución de cloruros de sodio al 0.3% en peso. Esta metodología se ha empleado satisfactoriamente en trabajos anteriores (Ortega y Aveldaño, 2008; Aveldaño y Ortega, 2009; Rodríguez et al., 1993; Schierloh, 2002).

A partir del surgimiento de las fisuras, se efectuó periódicamente la medición del largo y ancho de las mismas, para luego calcular las áreas de fisuración. Además, se registraron los potenciales de corrosión con un electrodo de referencia de Cu/ CuSO₄ (ASTM C-876, 2000), luego se descubrieron las barras, relevándose su deterioro y, finalmente, se realizó una gravimetría, para determinar las particularidades de la corrosión registrada en cada caso.

3. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

3.1 Evaluación del hormigón

En la Tabla 2 se muestran los valores correspondientes a los principales parámetros del estado endurecido que caracterizan a los hormigones en estudio, elaborados con distintos tipos de agregados finos y expuestos a diferentes tipos de curados. En base a estos resultados, a continuación se efectúa el correspondiente análisis del comportamiento de dichos hormigones.

Tabla 2. Propiedades de los hormigones con diferentes tipos de curados.

Propiedades	Curado normal				Curado exterior			
	M-1	M-2	M-3	M-4	M-1	M-2	M-3	M-4
Resistencia a 28 días (MPa)	33	38	25	32	18.8	21.3	21.5	20.9
VSC a 24 h (g/m ² .s ^{0.50})	2.89	20.9	17.6	6.7	20.2	25.62	26.41	25.43
Propiedades	Curado en laboratorio				Curado en mufla			
Resistencia a 28 días (MPa)	24	23	18	24	17	14	14	19
VSC a 24 h (g/m ² .s ^{0.50})	27.0	36.7	38.8	21.2	30.8	23.1	35.4	35.6
Propiedades	En laboratorio con viento							
Resistencia a 28 días (MPa)	16.5	23.9	17.1	19.0				
VSC a 24 h (g/m ² .s ^{0.50})	24.07	24.12	29.51	25.99				

Resistencia a compresión: la resistencia de los hormigones con CN, a los 28 días, fue de 32 ± 7 MPa. La resistencia de la mezcla M-2, con arena triturada, resultó un 29% mayor que el promedio de las resistencias con arenas naturales. Aquellos con curados CL y CM presentaron una resistencia de $21 \pm 3,5$ MPa y 16 ± 3 MPa, respectivamente. Es decir, que existió una disminución en la resistencia del 25 al 41 % y del 40 al 62 %, respecto a los valores correspondientes al CN. Los hormigones curados CE y en CLV se mantuvieron en un rango intermedio entre los CM y CL.

Velocidad de succión capilar: la VSC de los hormigones, a los 28 días con CN, fue de 12 ± 9 g/m².s^{0.50}. Los hormigones con curados CL y CM presentaron una velocidad mayor de 30 ± 12 g/m².s^{0.50} y 30 ± 10 g/m².s^{0.50}, respectivamente. El incremento en los valores con respecto a los del CN fue del 180 al 930 % y del 110 al 1070 %, respectivamente. Los hormigones con curados CE y CLV presentan un comportamiento similar a los CL y CM.

Los parámetros analizados que caracterizan al hormigón endurecido muestran que la VSC presenta una gran sensibilidad respecto al tipo de curado. En cambio, los efectos sobre la resistencia a compresión del tipo de curado son menores en varios órdenes de magnitud. Esto se puede asociar a que la VSC evalúa fenómenos que afectan la parte exterior de la probeta, en cambio la resistencia es el resultado de la calidad de todo el volumen de hormigón.

3.2 Comportamiento de vigas de hormigón armado sometidas a corrosión acelerada

Seguimiento de la fisuración: una forma de analizar el progreso del daño ocasionado en las vigas por la corrosión de las armaduras, es midiendo las *áreas de fisuras* (definida como la sumatoria del ancho por el largo de fisura de cada tramo de dicha anchura) de un modo acumulativo. La formación de óxidos provoca el crecimiento de las fisuras, tanto en ancho como en largo. El ancho máximo de la fisura no siempre se va incrementando en la misma zona, sino que va variando de sector fisurado. En la corrosión del acero se expresa la pérdida teórica de masa ocurrida como la pérdida radial de la sección de la barra, que se denomina “*profundidad media de penetración de la corrosión, PM*” (Torres-Acosta y Sagües, 1998), calculada en base a la ley de Faraday.

Las Figuras 1 a 5 muestran la evolución de la fisuración frente al incremento de la profundidad teórica para las vigas con los curados *CN*, *CE*, *CL*, *CLV* y *CM*, respectivamente. Los valores del área acumuladas de fisuras para las 4 mezclas resultan mayores en el caso del *CN*, respecto a los otros curados. Este hecho se asocia a la menor porosidad del hormigón con *CN*, que permite que los productos de corrosión ocupen los poros completamente, y de este modo, se incremente la presión interna originada por el mayor volumen de los óxidos, respecto al volumen de metal corroído, originando una mayor fisuración o grado de deterioro de las vigas.

Al final del ensayo, la relación entre el daño mayor y el menor de las vigas para el grupo con *CN* es del 86 % (Figura 1), y de 367 % y 343 %, para los grupos con curados *CL* y *CM*, respectivamente. Si bien los valores del daño de las vigas, medidos con las áreas de fisuras, son mayores en el caso del *CN*, los curados *CL* y *CM* muestran una mayor dispersión para las distintas mezclas. La menor dispersión se obtuvo para los curados *CLV* y *CE*, 47 % y 52 %, respectivamente.

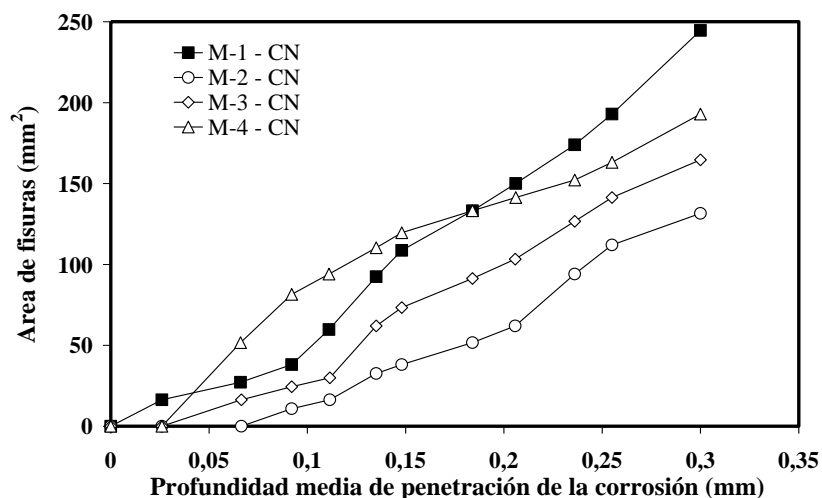


Figura 1. Evolución de la fisuración con la *PM* para hormigones con curado *CN*.

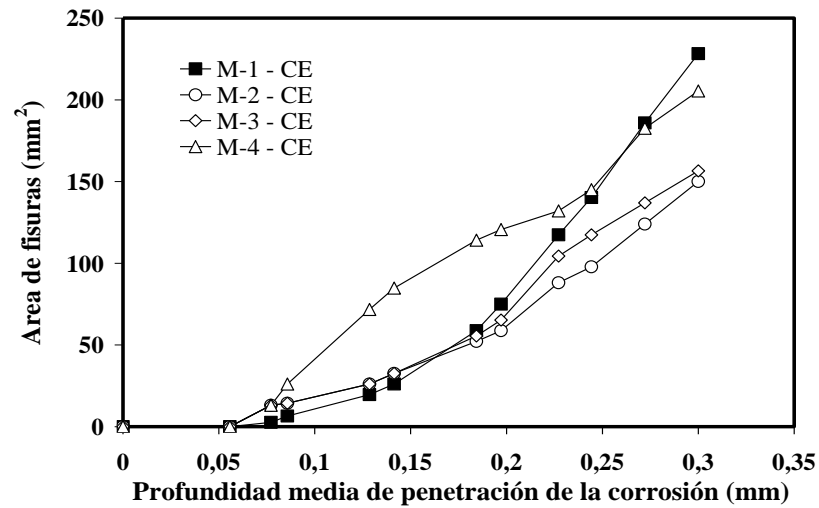


Figura 2. Evolución de la fisuración con la *PM* para hormigones con curado *CE*.

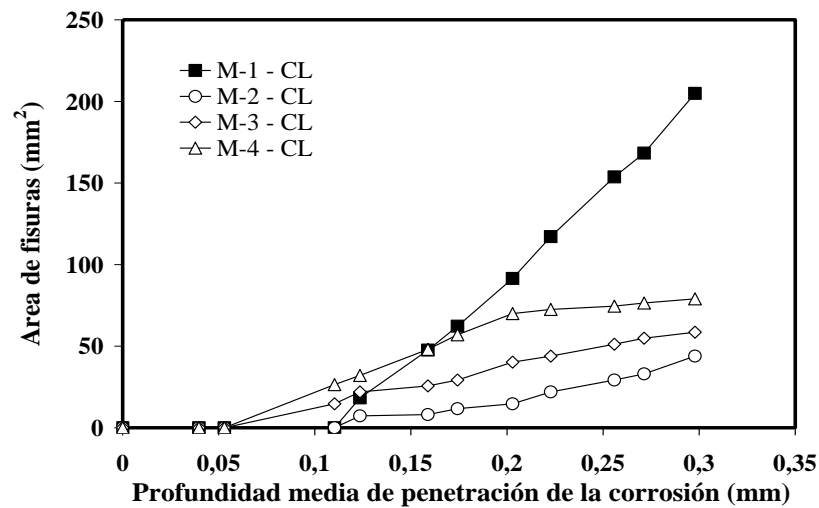


Figura 3. Evolución de la fisuración con la *PM* para hormigones con curado *CL*.

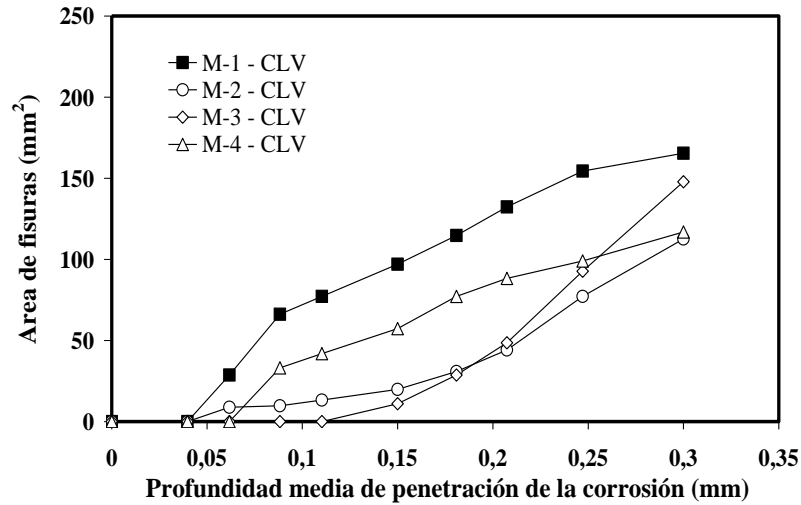


Figura 4. Evolución de la fisuración con la *PM* para hormigones con curado *CLV*.

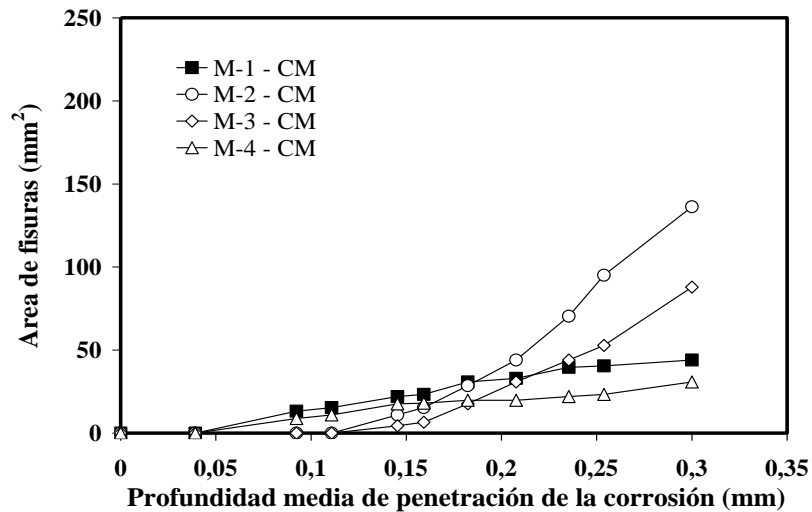


Figura 5. Evolución de la fisuración con la *PM* para hormigones con curado *CM*.

Ajustando la variación mediante una regresión lineal a las curvas de las Figura 1 a 5, en el sector que abarca la mayor parte del tiempo de ensayo (hasta los 110 días), se obtuvo un gráfico similar al del modelo de Tutti³ que vincula al daño de las vigas con el *PM*, que varía linealmente con el tiempo (período de propagación). De este modo, en todos los casos se obtuvieron las ecuaciones que vinculan el área de fisuración (*AF*, en mm²) con la *PM* (en mm) con adecuados coeficientes de correlación, que se indican en la Tabla 3,

Tabla 3. Relación entre el daño de las vigas y la profundidad media de penetración de la corrosión, en el periodo de propagación; y tiempo teórico de aparición de la primera fisura obtenidos de las Figuras 1 a 5.

Mezcla	Curado	Área en función de la <i>PM</i> , (<i>AF</i> en mm ² , y <i>PM</i> en mm)	R ²	Tiempo de aparición de la primera fisura (días)
<i>M-1</i>	<i>CN</i>	$AF = 866.7 * PM - 26.14$	0.98	8 (100 %)
<i>M-2</i>		$AF = 485.3 * PM - 24.92$	0.94	21 (100 %)
<i>M-3</i>		$AF = 631.8 * PM - 25.37$	0.99	21 (100 %)
<i>M-4</i>		$AF = 623.3 * PM - 13.03$	0.94	8 (100 %)
<i>M-1</i>	<i>CL</i>	$AF = 1069.3 * PM - 120.02$	0.99	28 (350 %)
<i>M-2</i>		$AF = 211.5 * PM - 23.84$	0.95	35 (170 %)
<i>M-3</i>		$AF = 222.78 * PM - 7.11$	0.98	27 (130 %)
<i>M-4</i>		$AF = 294.43 * PM - 2.65$	0.91	17 (210 %)
<i>M-1</i>	<i>CM</i>	$AF = 173.5 * PM - 3.79$	0.98	15 (190 %)
<i>M-2</i>		$AF = 793.5 * PM - 106.73$	0.97	35 (170 %)
<i>M-3</i>		$AF = 588.5 * PM - 88.79$	0.98	35 (170 %)
<i>M-4</i>		$AF = 104.6 * PM - 0.96$	0.94	15 (190 %)
<i>M-1</i>	<i>CE</i>	$AF = 785.6 * PM - 53.59$	0.86	21 (260 %)
<i>M-2</i>		$AF = 513.6 * PM - 27.18$	0.92	17 (80 %)
<i>M-3</i>		$AF = 570.7 * PM - 30.84$	0.92	17 (80 %)
<i>M-4</i>		$AF = 740.8 * PM - 27.11$	0.97	12 (150 %)
<i>M-1</i>	<i>CLV</i>	$AF = 557.7 * PM + 10.70$	0.96	6 (75 %)
<i>M-2</i>		$AF = 357.7 * PM - 17.92$	0.86	17 (80 %)
<i>M-3</i>		$AF = 466.8 * PM - 31.80$	0.79	21 (100 %)
<i>M-4</i>		$AF = 403.0 * PM - 0.81$	0.99	1 (13 %)

En base a las ecuaciones indicadas en la Tabla 3 se calcularon los tiempos teóricos de aparición de la primera fisura obtenidos de los diagramas de Tutti. En la Figura 6 se muestran los valores calculados. En las vigas con *CN* la aparición se produce entre los 8 y 21 días, en cambio con los curados *CL*, *CM* y *CE* se produce un retraso promedio del 215 %, 180 % y 143 %, respectivamente. Con el curado *CLV*, los tiempos son prácticamente similares a los del *CN*.

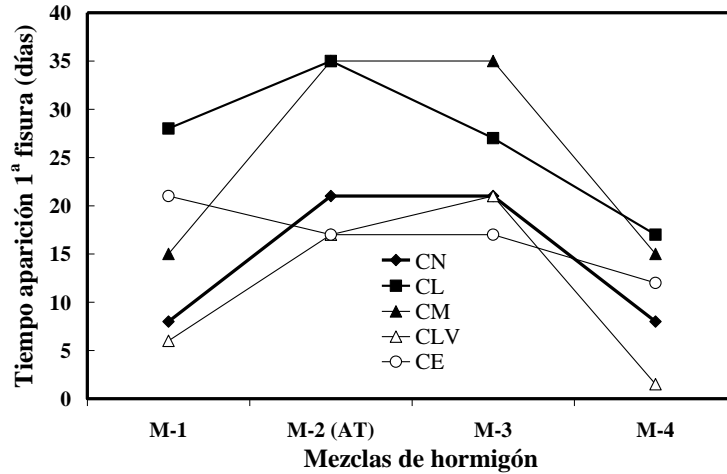


Figura 6. Tiempo teórico de aparición de la primera fisura.

Respecto a los mínimos potenciales de corrosión medidos, las mezclas con *CN* se mantuvieron entre -500 y -560 mV, y en las restantes vigas en un rango algo mayor, -460 y -600 mV. Las pérdidas de acero de los 50 cm centrales de las vigas, que incluye la parte superior de los estribos, no muestran diferencias importantes para los distintos curados. Las pérdidas fueron de 30.8 %, 28.4 %, 32.8 %, 34 % y 35 % para los curados *CN*, *CL*, *CM*, *CE* y *CLV*, respectivamente.

Influencia del tipo de agregado fino: independientemente del curado, las cuatro mezclas presentan al final del ensayo, valores de áreas de fisuración diferentes, y en la Figura 7 se muestra la tendencia que relaciona estas áreas con la *VSC*. La línea llena superior corresponde a la tendencia de todos los valores estudiados con diferentes tipos de curados. Los coeficientes de correlación de las rectas de cada curado van disminuyendo a medida que este resulta menos favorable. Las tendencias que se establecen en la figura muestran que cuando se incrementa la succión capilar, es decir que el material es más poroso o sus poros están más interconectados, la presión que ejercen los productos de corrosión en el interior de ellos disminuye, y en consecuencia merma la fisuración o grado de deterioro de las vigas.

Por otra parte, en la Figura 8 se muestra la relación entre el daño de las vigas y el módulo de finura de la arena, para los curados estudiados. Para los *CN*, *CE*, *CL* y *CLV* a medida que el módulo de finura disminuye, las partículas son más pequeñas, la superficie específica es mayor y el espesor de las interfaces “*pasta-agregado fino*” es menor. De este modo se obtuvieron áreas de fisuras mayores ante una mayor presión de los productos de hidratación. En cambio, cuando las probetas se curan a temperaturas del orden de 40° C, el comportamiento es inverso, debido tal vez al proceso de micro-fisuración provocado por un secado más agresivo durante los primeros 7 días.

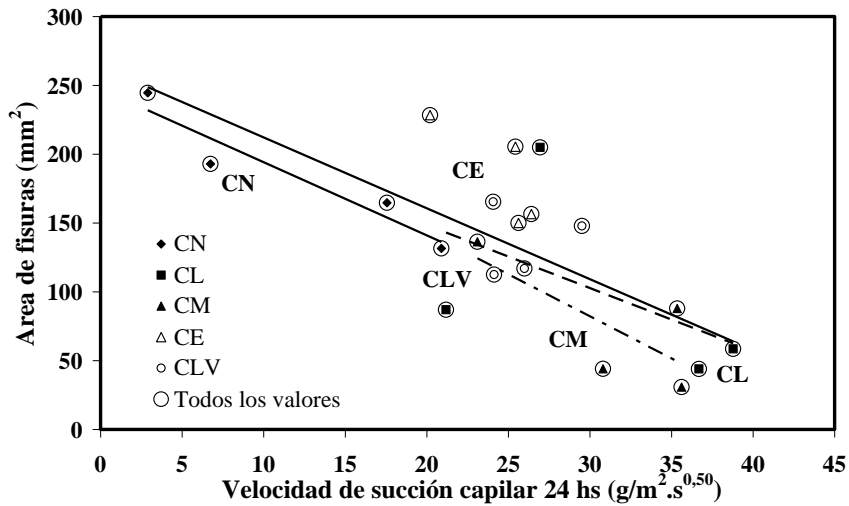


Figura 7. Relación entre el área de fisuras y la velocidad de succión capilar.

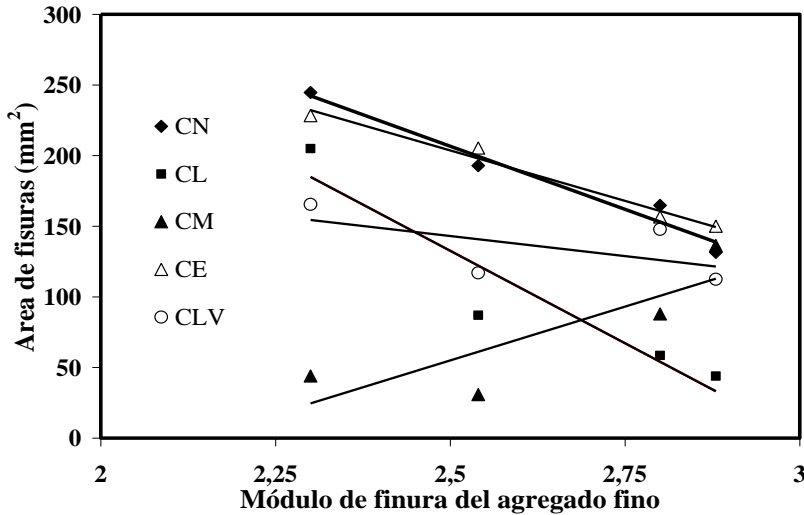


Figura 8. Relación entre el área de fisuras y el módulo de finura de las arenas ($R^2= 0.98-0.71$).

Finalmente, de modo complementario se indica que el análisis efectuado en base a los anchos máximos de fisuras, para los diferentes curados, presentó tendencias similares al caso de los análisis en base a áreas de fisuras cuando se los compara con el *PM*, la *VSC* y el módulo de finura de la arena.

4. CONCLUSIONES

Los estudios realizados permitieron efectuar las siguientes consideraciones:

- El tipo de curado influye más fuertemente sobre la VSC, que sobre la resistencia del hormigón, dado que el primero es un fenómeno preponderantemente superficial.
- En el caso de la corrosión de las vigas de hormigón armado, el curado defectuoso tiene una importante influencia sobre el tiempo de aparición de la primera fisura, el área de fisuras, y sobre el ancho máximo de fisuras; si bien las fisuras son de menor magnitud, existe una mayor dispersión de resultados entre las mezclas de cada grupo. Además, provoca una mayor porosidad y/o interconexión de poros, que permite disipar la presión de los productos de corrosión, originando un daño menor en el hormigón. Aunque el volumen de acero corroído resultó ser similar, en los cinco grupos de vigas.
- A medida que se incrementa el valor de la VSC hay un menor grado de deterioro que se justifica por la mayor porosidad del material como en la conclusión anterior.
- El deterioro está ligado también al tipo de agregado fino y, específicamente, a su finura que incide sobre el espesor de la interfaz “*pasta-agregado fino*”, y a la forma y textura de los granos, que determinan la tortuosidad de las interfaces que inciden sobre la ubicación y movimiento de los productos de corrosión.

5. REFERENCIAS

- Alonso C., Andrade C., Rodríguez J., Díez J. M. (1998), *Factors controlling cracking in concrete affected by reinforcement corrosion*, Materials and Structures, 31, pp. 435-441.
- Aveldaño R., Ortega N. F. (2009), *Influence of reinforcement distribution in the corrosive process of reinforced concrete beams*, Magazine of Concrete Research, 61, 3, pp. 213-220.
- Cabrera O. A., Donza H. A., Traversa L. P. (2006), *Influencia de la forma y textura superficial del agregado fino sobre la succión capilar*, en Ed. J.D. Sota, 16ª Reunión Técnica de la AATH, Mendoza, Argentina, pp. 195-203.
- Cabrera O. A., Traversa L. P., Ortega N. F. (2011), *Estado fresco de morteros y hormigones con arenas de machaqueo / Effect of crushed sand on mortar and concrete rheology*, Materiales de Construcción, 61, 303, pp. 401- 416.
- DURAR, (2000), *Manual de Inspección, Evaluación y Diagnóstico de Corrosión en Estructuras de Hormigón Armado*, Madrid, España, Ed. CYTED, p. 204.
- Norma ASTM C-876 (2000), *Standard test method for half-cell potential of reinforcing steel in concrete*.
- Norma IRAM 1546, (1992), *Hormigón de cemento pórtland. Método de ensayo de compresión*, Buenos Aires, Argentina.
- Norma IRAM 50000, (2000), *Cemento. Cemento para uso general. Composición, características, evaluación de la conformidad y condiciones de recepción*, Buenos Aires, Argentina.
- Ortega N. F., Aveldaño R. (2008), *Analysis of tensed reinforced concrete beams during the corrosion process*, The Open Construction & Building Technology Journal, Bentham Publishers, 2, pp. 243-250.
- Rodríguez J., Ortega L. M., García A. M. (1993), *Medida de la velocidad de corrosión de las armaduras en estructuras de hormigón, mediante un equipo desarrollado dentro del proyecto Eureka EU 401*, Hormigón y Acero, N° 189, pp. 79-91.

- Schierloh M. I. (2002), *Corrosión de armaduras. Características que debe tener el hormigón para aumentar la protección*, Tesis de Maestría, Universidad Nacional del Sur, Argentina, p. 224.
- Torres-Acosta A. A. and Sagiés A. (1998), *Concrete cover cracking and corrosion expansion of embedded reinforcing steel*, in P. Castro, O. Troconis, C. Andrade (Eds.), *Rehabilitation of Corrosion Damaged Infrastructure*, NACE Internacional, Houston: TX (USA), pp. 215-229.
- Traversa L. P. (2001), *Corrosión de Armaduras en Atmósferas Rurales, Urbanas, Marinas e Industriales*, Capítulo 5, *Durabilidad del Hormigón Estructural*, La Plata, Argentina, Ed. E. Irassar, AATH, p.306.



Reología, comportamiento físico-mecánicos y de durabilidad de hormigones con nanosílice

E. Téllez Girón¹, A. N. Martín Acosta¹, A. Pérez Hernández¹, U. Verdecia Rodríguez²

¹ Centro Técnico para el Desarrollo de los Materiales de Construcción, Carretera Casa Blanca y Calle 70. Reparto Bahía. Municipio Regla. CP 11200. Ciudad de la Habana, Cuba. Email: elena@ctdmc.co.cu, anar@ctdmc.co.cu, abdel@ctdmc.co.cu

² Empresa Nacional de Investigaciones Aplicadas. Ministerio de la Construcción. Carretera Central Km. 4 ½ vía a Santiago. Bayamo, Granma. Cuba.

Información del artículo

Artículo recibido el 02 de Marzo de 2012, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 17 de Marzo de 2012. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores se publicará en el primer número del año 2013 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del tercer número del año 2012

© 2012 ALCONPAT Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 2, No. 2, Mayo – Agosto 2012, 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.nda.cinvestav.mx/alconpat/revista
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, fecha de última modificación: 30 de Mayo de 2012.

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.

RESUMEN

La nanosílice es una de las aplicaciones de la nanotecnología en la construcción, a base de sílica amorfa nanométrica, que se emplea igual que la microsílice, pero con la ventaja que no produce contaminación al medio ambiente y la agresión a la salud por inhalación de ésta. Se dan los resultados de la caracterización física de dos compuestos de nanosílice comerciales mediante los métodos de la caracterización de aditivos y el empleo de la microscopía para la determinación de compuestos fundamentales, de sus actividades pozzolánicas en morteros, así como la determinación de la absorción capilar, velocidad ultrasónica, masa volumétrica, coeficientes de resistencia a la penetración de agua, coeficiente de absorción de agua y porosidad efectiva en hormigones elaborados con los compuestos evaluados y en hormigones con aditivos superplastificantes y tobas zeolitizadas como patrones de comparación. Los valores demuestran un mejor comportamiento de durabilidad en los hormigones elaborados con nanosílice.

Palabras Clave: nanotecnología, nanosílice, microsílice, aditivos químicos, adiciones

ABSTRACT

Nanosilice based in nanometric amorphous silica is one of the applications of nanotechnology in the building industry, that has the same use than microsilica, but with the advantage that it does not produce environmental pollution or respiratory complains due to inhalation. We give the results of the physical characterization of two commercial nanosilice compounds by the admixtures characterization methods and electronic microscopy analysis to determine the fundamental compound, its pozzolanic activity in mortars, as well as its capillary absorption, ultrasonic pulse speed, volumetric mass, water penetration resistance coefficient, water absorption coefficient and effective porosity in concrete with nanosilice and in ordinary concrete with natural pozzolans and superplasticizer admixtures like comparative patterns. Results show a better behavior of durability in concretes with nanosilice.

Keywords: nanotechnology, nanosilica, microsilica, chemical admixtures, additions

Autor de contacto: Elena Téllez Girón

1. INTRODUCCIÓN

En estos momentos la nano- tecnología no es solo los nano-componentes o en aparatos ultra pequeños que están siendo desarrollados por científicos para la lucha contra enfermedades malignas, la biotecnología, la física y otras ramas, también en el sector de la construcción empieza a entrar en el mundo de los avances tecnológicos y se está empezando a utilizar la nanotecnología, aportando mejoras significativas en la construcción de edificaciones, autopistas y puentes mediante la aplicación de materiales y maquinarias producidos a partir del reordenamiento de átomos y moléculas, con nuevas propiedades únicas y bajo costo. Este es el caso del desarrollo de nuevos materiales a base de sílica amorfa nanométrica. Las nanopartículas de sílice generalmente mejoran las propiedades reológicas y mecánicas de los cementos y hormigones, pues como se sabe por la física y la química, las partículas de mil veces más pequeños diámetro tienen mayor reactividad al tener mayor superficie de contacto, lo que incrementa su efectividad, estabilidad y propiedades. La investigación desarrollo entorno a los nano-materiales y en especial la nanosílice en América Latina ha aportado una moderada experiencia y aplicaciones por ser productos de última generación en el mercado internacional. Cuba, en la medida que se siga revitalizando la economía, se seguirán diseñando y ejecutando obras para el sector inmobiliario y turístico en las cuales cada vez son mayores los requisitos de esbeltez estructural con altas cuantías de acero de refuerzo, la colocación del hormigón se puede convertir en un serio problema si no se asume la utilización del hormigones con alta resistencia y alto grado de durabilidad. En este sentido es muy positivo prepararse y avanzar en el estudio de este importante material que parece se impondrá en un futuro inmediato.

2. PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL

En el trabajo se realizó la caracterización física y química de los compuestos de nanosílice, pruebas en pasta de cemento con el objetivo de analizar el efecto que ejercen dos nanopartículas de sílice comerciales en la matriz de cemento Pórtland, su efecto como adición en morteros y las modificaciones de las propiedades de los hormigones con nanosílice comparados con hormigones elaborados con aditivos químicos y adición de puzolana natural con actividad puzolánica.

En caracterización física se emplearon los ensayos correspondientes a las Normas NC 271-2003 Parte 1-7 “Aditivos químicos métodos para su evaluación y la determinación de la composición química”, se utilizó el microscopio electrónico de barrido, solo cualitativamente pues el producto final para llevarla sequedad se obtuvo un plástico gomoso, que no permitió otras determinaciones.

En los ensayos en pasta de cemento se determinaron la influencia de estos aditivos en la plasticidad, reducción de agua y permanencia de la acción con el tiempo (pruebas reológicas), así como la determinación de las dosis óptimas del producto, mediante el procedimiento del tiempo de caída mediante el cono Marsh y las pruebas de expansión por fluidez por el método del minicono (mini-slump) simultáneamente. Las mezclas se prepararon con la relación a/c en 0,4 y se añadió el aditivo en las proporciones de 0-0,6-1,2-1,8-2,4 y 3,0 % respecto al peso del cemento del aditivo Compuesto 1 y de 0-0,5-1,0-1,5 y 2,0 % del aditivo Compuesto 2.

El índice de actividad puzolánica de los compuestos de nanosílice se determinó por la variación de las resistencias a flexión y compresión a 7 y 28 días de los morteros elaborados con estos compuestos y sin ellos, según se establece en la norma ASTM C 618 el índice de actividad puzolánica. Los morteros se elaboraron con las proporciones de 1,8 % del compuesto C-1 y 1,5 % del peso del cemento e igual fluidez que el mortero sin aditivo.

Para los ensayos en hormigones se elaboraron seis series con una dosificación calculada para una marca de 30 MPa a los 28 días, y una relación a/c igual a 0,4 con los siguientes compuestos:

- a. Con aditivo superplastificante a base de naftaleno sulfonado recomendado para la tecnología de prefabricado sin adición de puzolana natural, identificado como (N)
- b. Adición del compuesto C-1 de nanosílice recomendado para el prefabricado (G)
- c. Con aditivo superplastificante a base de naftaleno sulfonado recomendado para la tecnología del prefabricado y puzolana natural (NP)
- d. Con el aditivo superplastificante a base de naftaleno sulfonado modificado recomendado para el premezclado (RC)
- e. Adición del compuesto C-2 de nanosílice recomendado para el premezclado (M)
- f. Con el aditivo superplastificante a base de naftaleno modificado recomendado para el hormigón premezclado y puzolana natural (RP)

2.1 Ensayos al hormigón:

Velocidad ultrasónica: Para el ensayo se utilizó el equipo Proceq TICO, que mide de 15 a 6550 milisegundos. Se aplicó el procedimiento establecido por la norma NC 231: 2002 "Determinación, interpretación y aplicación de la velocidad del pulso ultrasónico en el hormigón". Las mediciones en tres puntos de cada probeta. A las que previamente se le había determinado con exactitud el diámetro y la longitud (distancia a recorrer). La Red Durar establece que este ensayo tiene por objetivo verificar la homogeneidad (uniformidad y calidad relativa) del hormigón y detectar fallas internas (presencia de vacíos) introducidas durante fabricación, fisuras y otras imperfecciones, así como monitorear las variaciones debido a la agresividad del medio, con el tiempo.

Masa volumétrica. Se determinó según el procedimiento habitual de medición del peso y las dimensiones.

Absorción de agua por permeabilidad. Este ensayo fue realizado por lo establecido con la norma JIS 1404:1977 "Método de ensayo para adiciones impermeables del cemento en hormigones y morteros". Para el ensayo se empleó el permeabilímetro Alemán firma Toni-Technik con una junta de goma de diámetro Ø 50 mm de abertura.

Resistencia a compresión. Realizada mediante el procedimiento habitual establecido en la NC 244:2003

Porosidad Efectiva, Resistencia a la penetración del agua y Absorción capilar. Determinación de éstos coeficientes se determinaron según lo establecido en la norma cubana NC 345: 2005 Hormigón endurecido. Determinación de la absorción de agua por capilaridad que utiliza el método propuesto por Goran Fagerlund.

2.2 Materiales empleados

Nanosílice. Para el trabajo se suministraron dos muestras de nanosílice, las cuales se recibieron en recipientes plásticos de 25 Kg, identificadas como Compuesto 1 (C-1) y Compuesto 2 (C-2) que según el productor, el primero es un aditivo para hormigón de la línea ecológica, a base de sílice en estado líquido con partículas de tamaño nanométrico del orden de 3 a 150 nanómetros que sustituye a la combinación aditivo-microsílice en todas sus aplicaciones y el segundo además de superplastificante – autocompactante, en estado líquido, gran reductor de agua, de alta actividad basado en nanomateriales de última generación. En la Tabla 1 se muestran las características físicas de los compuestos 1 y 2 comparadas con la microsílice

Cemento. Del tipo Pórtland de marca P-350 kg/cm² procedente de la fábrica René Arcay, Mariel, Provincia La Habana.

Áridos. Árido fracción 0-4,76 mm del yacimiento "Arimao", fracción 4,76-9,52 mm del yacimiento "Alacranes" ambos ubicados en la provincia de Matanzas, 9,52-19,1 mm del yacimiento "Dragón Camoa", La Habana.

Puzolana natural. Es una puzolana natural con propiedad puzolánica clasificadas como del tipo Clinoptilolita – Heulandita, del yacimiento de Tasajera de Villa Clara. Para el trabajo se tomó una muestra de la fracción menor de 0,8 m

Aditivos superplastificantes. A los efectos de comparar los resultados del efecto de las nanosílice, se realizaron ensayos en hormigones con los aditivos superplastificantes para el premezclado y para el prefabricado conjuntamente con la adición de la puzolana natural que es lo que se emplea actualmente en el país.

3. RESULTADOS

Tabla 1. Características de los compuestos 1 y 2 comparadas con la microsíllice

Producto	Densidad (g/l)	Tamaño de partícula (nm)	Área Específica de superficie (m ² /g)	Apariencia
Nanosíllice	1,5	3-150	20 -1000	Líquido
Microsíllice	0,3	200-1000	15-20	Polvo

Tabla 2. Propiedades físicas de las muestras de nanosíllice

Propiedad	(C- 1)	Valor de la Ficha	(C- 2)	Valor de la Ficha
Estado físico	L. T	LV	L. V	L. V
Color	C. C.	C. C	C.O	C. O.
sólido	15,85 %	-	28,92	-
Densidad	1,02 (g/cm ²)	1,01-1,05	1,05	1,10-1,14
pH	5,65	5 ± 1	5,77	6 ± 1
Viscosidad Ford Φ = 2	62 seg.	12-14seg.	77	24 ±2 seg.
Tensión superficial	36,6 (mN/m)	-	35,7	-
Contenido de Cloruros	0,048	<0,1 %	0,044	<0,1 %
Solubilidad	99,58 (%)	-	99,55	-

C.C : Marron Claro, C.O : Marron Oscuro, L.T: Líquido Turbio, V: Líquido Viscoso

Tabla 3. Composición química cualitativa

No.	Compuesto 1						Compuesto 2					
	C	O	Na	Au	S	Si	C	O	Na	Au	S	Si
1	PM	P	PP	PP	PP	P	PM	P	PP	PP	PP	P
2	PM	P	PP	PP	PP	P	PM	P	PP	PP	PP	P
3	PM	P	PP	PP	PP	P	PM	P	PP	PP	PP	P
4	PM	P	PP	PP	PP	P	PM	P	PP	PP	PP	P
5	PM	P	PP	PP	PP	P	PM	P	PP	PP	PP	P

PM: Presencia mayoritaria P: Presencia PP: Poca presencia

3.1 Caracterización física

En la Tabla 2 se observa en ambos aditivos que aunque está dentro de lo especificado el pH resulta ser bajo, lo que no es del todo conveniente pues promueve la corrosión, esto resulta menos preocupante que en el caso de otros aditivos, dada la baja proporción en la que se dosifica. Tanto la densidad, el contenido de sólido como la viscosidad son bajas.

3.2 Caracterización química

En la Tabla 3 se puede observar que los elementos fundamentales presentes acorde a los espectros son el carbono, el oxígeno y la sílice, lo cual resulta lógico por ser compuestos orgánicos con adición de sílice amorfa. Otros elementos se encuentran en forma de trazas. La sílice presente en ambas muestras se encuentran enlazadas de forma amorfa a las cadenas carbonadas.

Tabla 4. Resultados de los ensayos en pasta de cemento

Nanosílice	% respecto al peso del cemento	% Incremento del área	Mantenimiento de la plasticidad (minutos)	% de reducción de agua
Compuesto 1 (C-1)	0,6	4,5	180	26
	1,2	5,6	190	28
	1,8	5,9	240	33
	2,4	6,6	200	35
	3,0	7,0	190	36
Compuesto 2 (C-2)	0,5	5,2	185	30
	1,0	6,2	198	32
	1,5	6,9	250	35
	2,0	6,8	210	38

En la Tabla 4 se observa que tanto el compuesto 1 (C-1) como el 2 (C-2) lograron un incremento notable de la capacidad plastificante, resultando mayor a medida que se incrementa el % adicionado. También se obtuvo un tiempo de permanencia de la acción superior a 3 horas y la reducción de agua para el valor medio de la dosis fue de mas del 30% en ambos casos por lo que ambas sustancias pueden ser comparadas con aditivos reductores de agua-superplastificante.

El % óptimo mediante el minicono y el cono Marsh se obtuvo en 1,8 y 1,5 % para el compuesto 1 y para el compuesto 2, respectivamente.

Tabla 5. Propiedades físicas y físico-mecánicas de los morteros

Compuesto empleado	Edad	Resistencia Flexión (MPa)	Resistencia Compresión (MPa)
Patrón	7 días	7,6	34
Compuesto 1 (C-1)		8,8	48,9
Compuesto 2 (C-2)		8,9	51,9
Patrón	28 días	12,1	45,3
Compuesto 1 (C-1)		13,2	52,7
Compuesto 2 (C-2)		13,8	56,2

Tabla 6. Resultados del cumplimiento de requisitos físicos de idoneidad como mineral activo

Requerimientos físicos (ASTM C 618)		Compuesto 1	Compuesto 2
Finura %. Retenido tamiz 45 µm (% máx.)	34	Líquido con partículas nanométricas	Líquido con partículas nanométricas
Índice de Actividad. Cemento Pórtland mínimo			
Edad 7 días. % mín. del mortero s/ adición	75	115 %	143 5%
Edad 28 días % mín. del mortero s/adición	75	116 %	124,0%

Las resistencias tanto a 7 como a 28 días (Tabla 5) fueron muy superiores que las del mortero sin aditivo aproximadamente de 1,2% mayor y el Índice de Actividad evaluado por la norma ASTM 618 establece que un compuesto tiene esta actividad cuando su resistencia es al menos un 75% superior al mortero patrón. En la Tabla 6 se observa que en el caso del compuesto C-1 es de 115 y 116 y C-2 es de 143 y 124 lo que corrobora que poseen actividad puzolánica.

Tabla 7. Materiales, propiedades y resultados de los hormigones en las variantes estudiadas

Materiales		N		G	RC		M
		1 m ³		1 m ³	1 m ³		1 m ³
Cemento Pórtland Normal	kg	400	400	400	400	400	400
Árido Fino Arimao	kg	987	987	987	987	987	987
Arido Medio Alacranes	kg	463	463	463	463	463	463
Gravilla Dragón Camoa	kg	564	564	564	564	564	564
Puzolana, Tasajera	Kg	-	40	-	-	40	-
Aditivo real ,	%	1,6	1,9	1,8	1,4	1,8	1,5
Agua, litros		160	160	160	160	160	160
Agua real , litros		160	168	144	176	176	128
a/c real		0,40	0,40	0,396	0,40	0,40	0,395
Consistencia Cono (mm)		190	140	210	220	190	270
Diseño Mezcla R _{bk} .	MPa	30	30	30	30	30	30
Variante		a	b	c	d	e	f
Resistencia a compresión	14d	37,5	27,6	39,04	39,04	26,2	39,3
	28d	45,9	37,6	48,1	46,2	36,9	49,90
Rendimiento, 28 días		1,14	0,94	1,2	1,15	0,92	1,24

N y RC Aditivos superplastificantes para el prefabricado y premezclado respectivamente

Tabla No. 8 Resultados de los Ensayos en hormigones

Identificación	Valores promedio a 28 días					
	Absorción de agua (g)	Velocidad ultrasónica (m/s)	Masa Volumétrica (t. m ⁻³)	m (s/m ²)	K (kg./m ² .s ^{1/2})	ε _e (%)
N	5,3	4510	2,31	7 x 10 ⁷	1.368 x 10 ⁻²	8,36
G	4,1	4551	2,34	5 x 10 ⁷	1.588 x 10 ⁻²	9,54
NP	6,0	4438	2,30	6 x 10 ⁷	1.614 x 10 ⁻²	10,45
RC	12,6	4636	2,32	8 x 10 ⁷	1.472 x 10 ⁻²	11,05
M	5,0	4398	2,30	7 x 10 ⁷	1.028 x 10 ⁻²	9,92
RP	6,0	4510	2,31	7 x 10 ⁷	1.516 x 10 ⁻²	10,80

4. DISCUSION

Con la utilización de los compuestos de nanosílice se obtienen incrementos en la laborabilidad para igual relación a/c, incrementos notables en la resistencia a compresión y excelente rendimiento sobre todo a tempranas edades (Tabla 7), dado que al tener el compuesto partículas muy finas la reacción se incrementa por el efecto de mayor superficie de contacto.

Los valores de la absorción de agua por capilaridad según la norma JIS A 1404, se encuentran muy por debajo de la especificación, (30 gramos), la porosidad efectiva ε_e menor del 10 % y la velocidad ultrasónica mayor de 4000 m/s denotan un incremento en la compacidad, libre de oquedades, capilares y/o grietas, así mismo la obtención de las mayores coeficientes de resistencia a la penetración del agua, m (s/m²) y menores coeficientes de absorción capilar determinan un incremento de la calidad y durabilidad al empleo de la nanosílice respecto a los hormigones tradicionalmente empleados con aditivos y adiciones (Tabla 8).

Por otro lado el empleo de compuesto de nanosílice además se obtienen ventajas para el medio ambiente y para los trabajadores que con estos polvos fino laboran, reduciendo la emisión de éstos a la atmósfera y evitando la inhalación de los mismos, es una contribución a la utilización de tecnologías limpias y un incremento en la calidad y durabilidad de los hormigones en los que se emplean.

5. AGRADECIMIENTOS

Al Ing. Rubén Bayarri la firma ULMEN, Industrias Ulmen Europa S.L Zaragoza, España y al Dr. Ing. Juan José J. Howland Albear de la Dirección de Desarrollo Tecnológico, al primero por el suministro de las muestras y al segundo por la recomendación de la ejecución del trabajo.

6. REFERENCIAS

- Ficha Técnica Gaia Nanosílice (2009), Edición No.2, Identificación No. 1002 Versión 02. 7 p
 Gann, D. (2002), *A review of nanotechnology and its potencial applications for construction*, SPRU, University of Sussex, Brighton, Reino Unido.
 Industrias Ulmen Europa, S.L. Construcción – hormigones 2p. (2009), *Ficha Técnica Gaia Ns Compact*, Edición No.2 Mayo 2009. Identificación No. 1001 Versión 01 4 p

- Instrucción del Hormigón Estructural (EHE-08) (2008), (R.D. 1247/2008 - BOE de 18 de julio 2008, núm. 203, pp. 35176- en 35178), entrada vigor el 01 de diciembre de 2008 Instrucción del Hormigón Estructural (EHE-08) (R.D. 1247/2008 - BOE de 18 de julio 2008, núm. 203, pp. 35176- en 35178), entrada vigor el 01 de diciembre de 2008
- JIS 1404:1997 (1997), *Método de ensayo para adiciones impermeables del cemento en hormigones y morteros.*
- NC 231: 2002 (2002), *Determinación, interpretación y aplicación de la velocidad del pulso ultrasónico en el hormigón.*
- NC 345:2011 (2011), *Hormigón endurecido. Determinación de la absorción de agua por capilaridad que utiliza el método propuesto por Goran Fagerlund*
- Payá J., Borrachero M. V., Monzó J., Soriano L., Martínez- Velandia D., Bueno A. (2008), *Estudios sobre cemento Pórland adicionado con nanosílice.* X Congreso Nacional de Materiales (Donostia San Sebastián 18-20 Junio 2008. 6p.
- Roco M. C., Williams R. S., Alivisatos P. (1999), *Nanotechnology Research Directions: IWGN Research Report.* Committee on Technology, Interagency Working Group on Nanoscience, Engineering and Technology (IWGN), National Science and Technology Council
- Sobolev K., Ferrada Gutiérrez M. (2005b), *How nanotechnology can change the concrete world: Part 2,* American Ceramic Society Bulletin, 11, pp. 16-19.
- Sobolev K., Ferrada-Gutiérrez M. (2005a), *How nanotechnology can change the concrete world: Part 1,* American Ceramic Society Bulletin, 10, pp. 14-17.
- Talero R., Delgado A. (2009), *Los cementos, sus adiciones y la durabilidad del hormigón,* en Geomateriales, Materiales de construcción y desarrollo sostenible, Edita Sanfeliú, T, Jordán, M.M. y Excmo. Ayuntamiento de Castellón de La Plana, pp. 295-348, Castellón de La Plana, España.



Inspeção no palacio de la luz – Montevideo: uma visão de durabilidade

M. H. F. Medeiros¹, D. E. Giordano², E. Pereira¹, A. Vignolo³, R. Galeano³, P. Helene⁴

¹Departamento de Construção Civil, Universidade Federal do Paraná (UFPR), Brasil. Email: medeiros.ufpr@gmail.com, engenheiroeduardopereira@gmail.com

²Instituto Federal do Paraná (IFPR), Brasil. E-mail: dominique.giordano@ifpr.edu.br

³Administración Nacional de Usinas y Transmisiones Eléctricas (UTE), Uruguay

⁴Escola Politécnica, Universidade de São Paulo (USP), Brasil. E-mail: paulo.helene@concretophd.com.br

Información del artículo

Artículo recibido el 15 de Marzo de 2012, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 20 de Abril de 2012. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores se publicará en el primer número del año 2013 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del tercer número del año 2012

RESUMO

O “Palacio de La Luz” é um edifício projetado pelo arquiteto Fresnedo Siri e que foi inaugurado em 1948, em Montevideo, Uruguai. Após mais de 6 décadas em serviço, esta estrutura necessitou de uma intervenção corretiva por conta de fissuras e problemas de infiltração de água pelas fachadas, que exigiram uma inspeção e diagnóstico para obter-se subsídios adequados para a correta elaboração do projeto de reabilitação. Este trabalho de inspeção e diagnóstico foi realizado em duas etapas da sua vida útil, sendo a primeira em outubro de 2004 e a segunda em janeiro de 2009. O objetivo deste trabalho é apresentar uma comparação de resultados obtidos nas duas inspeções, possibilitando avaliar a evolução dos fenômenos de degradação ocorrida durante esses 5 anos de intervalo. As conclusões deste trabalho são que os pilares estruturais não estão comprometidos, os pilares decorativos necessitam de recuperação imediata e a velocidade de carbonatação do concreto do Palacio de La Luz sofreu uma aceleração nos últimos anos.

© 2012 ALCONPAT Internacional

Palavra-Chave: inspeção, diagnóstico, concreto armado, corrosão.

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 2, No. 2, Mayo – Agosto 2012, 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.mda.cinvestav.mx/alconpat/revista
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, fecha de última modificación: 30 de Mayo de 2012.

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.

ABSTRACT

The "Palacio de La Luz" is a building designed by architect Fresnedo Siri and was inaugurated in 1948 in Montevideo, Uruguay. After more than six decades in service, this structure required a corrective action due to cracks and water infiltration problems in the facades, which required an inspection and diagnosis to obtain adequate subsidies for the correct preparation of the rehabilitation project. This work of inspection and diagnosis was made in two stages of its service life, the first being in October 2004 and the second in January 2009. The aim of this paper is to present a comparison of results obtained in the two inspections, allowing to evaluate the evolution of the phenomena of degradation that occurred during those five years apart. The conclusions are that the structural columns are not compromised, decorative pillars need immediate recovery and the rate of carbonation of the concrete of the Palacio de La Luz has accelerated in recent years.

Key words: inspection, diagnosis, reinforced concrete, corrosion.

Autor de contacto: M. H. F. Medeiros

1. INTRODUÇÃO

O trabalho de inspeção, diagnóstico, prognóstico e projeto de recuperação de estruturas de concreto armado é algo fascinante para o profissional que gosta de pesquisa aliada a prática. Nesta área profissional é inerente a conciliação entre levantamento de teorias, investigação e comprovação ou não das mesmas, ensaios in loco e em laboratório, interpretação de resultados, estudo e aplicação de materiais e técnicas de recuperação (inovadoras ou já consagradas), além do domínio dos últimos avanços quanto ao prognóstico dos mecanismos de deterioração da estrutura com o intuito de chegar a uma estimativa de vida útil, tanto para o caso de a estrutura sofrer ou não sofrer intervenção.

Faz parte de um bom trabalho de inspeção e diagnóstico de estruturas a sua contextualização histórica, que consiste em ressaltar aspectos arquitetônicos do objeto inspecionado assim como a importância do arquiteto autor do projeto, se este for algum profissional renomado, além do gênero arquitetônico a que a obra pertence. Outra parte importante de um trabalho de inspeção é a caracterização da edificação e das condições de exposição a que a edificação se encontra inserida no momento do trabalho de inspeção. Estas partes precedem a realização de uma campanha de ensaios de campo que apresentam o foco de identificar as causas e efeitos dos mecanismos de degradação atuantes em cada caso.

Os itens que seguem são exatamente a apresentação destas etapas para o caso do trabalho de inspeção no Palácio de La Luz. O trabalho atual tem o objetivo de expor as partes consideradas interessantes deste estudo de caso baseado na inspeção desta mesma estrutura em dois momentos da sua vida útil, sendo a primeira em outubro de 2004 e a segunda em Janeiro de 2009. O foco principal é comparar os resultados obtidos nas duas inspeções, possibilitando avaliar a evolução dos fenômenos de degradação ocorrida durante esses 5 anos de intervalo. Além disso, também é foco deste trabalho mostrar as principais conclusões do trabalho de inspeção realizado. É importante esclarecer que os dados que constam neste artigo, são apenas parte de um relatório de inspeção muito mais abrangente e que a apresentação de todo o trabalho extrapolaria o número de páginas permitido neste meio de comunicação.

2. HISTÓRICO

Pode-se considerar fora do foco deste trabalho a importância arquitetônica do Palácio de La Luz (Figura 1) e a relevância do projetista que o idealizou. Porém, estes autores consideram interessante ressaltar a personalidade e representatividade deste arquiteto uruguaio contextualizando o edifício inspecionado com o histórico a seguir.

O arquiteto Román Fresnedo Siri foi uma importante personalidade uruguaia para a formação do quadro arquitetônico latino-americano. Principalmente entre as décadas de 1940 e 1960, com a realização de obras de grande destaque e valor arquitetônico. Sua carreira profissional é marcada pela atuação em seu próprio país, assim como no Brasil e nos Estados Unidos (Weizenmann, 2008).

Em 1948, Fresnedo Siri projetou o “Palácio de la Luz”. Foi uma época de muita atividade para este arquiteto, que empregou dois tipos de formas plásticas persistentes. Neste edifício de forma similar aos edifícios para a Organização Pan-americana da Saúde em Washington-EUA (1961) (Figura 2) e em Brasília-Brasil (1971) (Figura 3), foi utilizado o procedimento de nervuras verticais de concreto armado entre as quais foram inseridas as janelas, sem o emprego de alvenarias de vedação de fachadas.

A obra do arquiteto Fresnedo Siri faz parte do modernismo, tendência arquitetônica caracterizada pela oposição a devoção ao ornamento e identificada pelas frases clássicas “menos é mais” e “a forma segue a função”.



Maquete eletrônica (Weizenmann, 2008)



Foto da construção

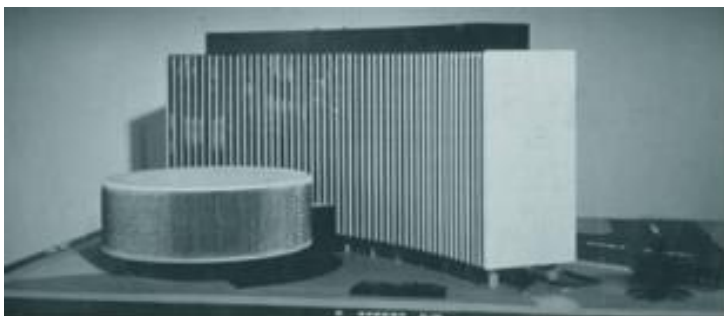


Croqui de Pierre Fossey



Vista de 2009 (Medeiros, 2009)

Figura 1. Palácio de La Luz, Uruguai (1948).

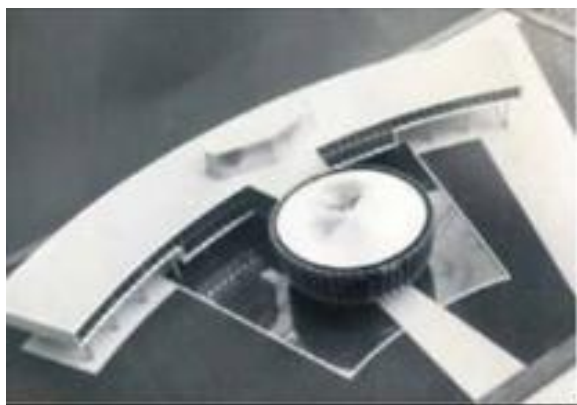


Maquete

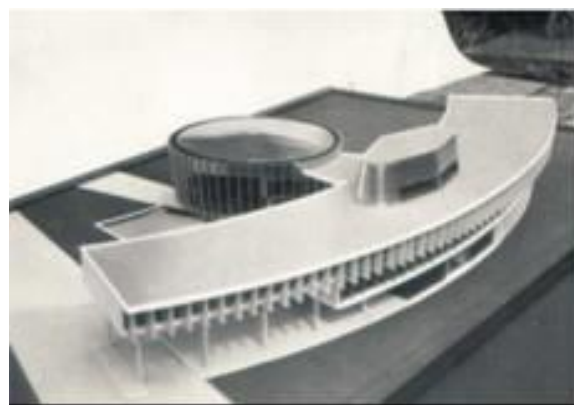


Vista geral

Figura 2. Organização Pan-americana da Saúde, Washington-EUA (1961) (Weizenmann, 2008).



Maquete – vista 1



Maquete- vista 2



Vista aérea



Vista do acesso principal

Figura 3. Organização Pan-americana da Saúde, Brasília-Brasil (1971) (Weizenmann, 2008).

3. DESCRIÇÃO DA EDIFICAÇÃO E MEIO ONDE ESTÁ INSERIDA

O Palacio de La Luz apresenta uma forma retangular de 52,2m x 54,2m, gerando uma área edificada de 2.829m² por pavimento. Com 47m de altura e 11 pavimentos, o Palacio de La Luz apresenta área total de cerca de 31.000m². A estrutura é definida por uma malha de pilares marcando a fachada do edificio de modo que apresenta 24 pilares em duas de suas fachadas (Fachada posterior sobre calle Mendoza e Fachada principal sobre calle Paraguay) e 25 pilares nas outras duas fachadas laterais (sobre calle Caraballo e sobre calle Aguilar).

Os pilares de esquina são estruturais e começando das esquinas se dá um ritmo de dois pilares não estruturais, decorativos e ôcos para um estrutural e maciço nas quatro fachadas salvo no tramo central da fachada principal e sua oposta paralela onde entre os pilares estruturais há quatro pilares não estruturais (ôcos e decorativos), conforme ilustra a Figura 4.

O edificio está localizado num centro urbano e próximo o suficiente da costa, sendo passível de receber brisa do Rio de la Plata que nessa região tem água salobra, ou seja, está submetido a um ambiente de agressividade media a forte, classe II a III, segundo a NBR 6118 (NBR 6118, 2004).

Por outro lado, os problemas apresentados atualmente não podem ser considerados como de envelhecimento precoce e sim como resultantes de um processo de envelhecimento natural e esperado dessa estrutura sujeita a essa atmosfera em serviço permanente durante quase 6 décadas.

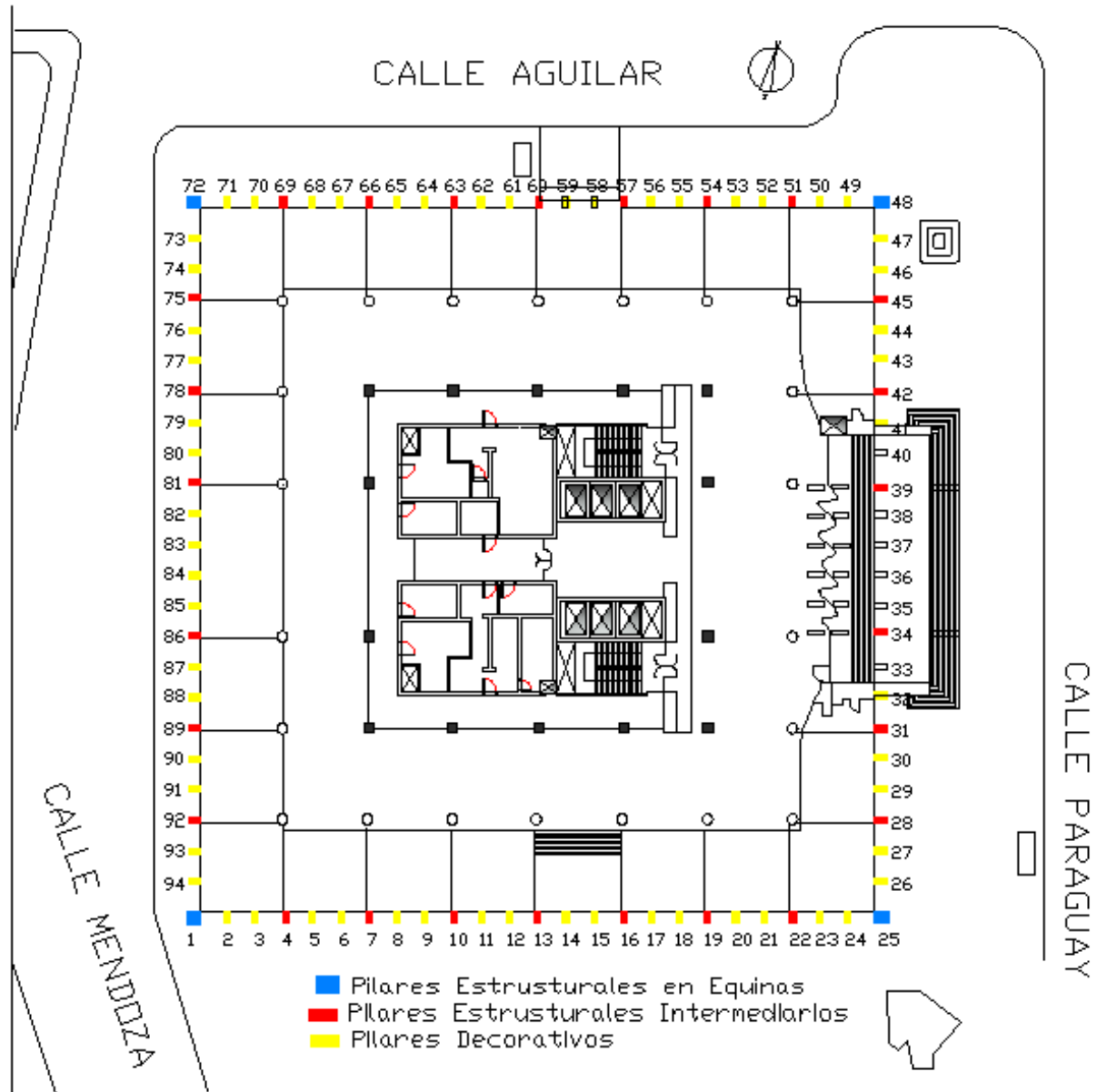


Figura 4. Disposição geométrica dos pilares de concreto na fachada do “Palacio de la Luz”.

4. METODOLOGIA APLICADA

A inspeção foi conduzida conforme metodologia consagrada nacional (Brasil) e internacionalmente para inspeção de estruturas de concreto. As etapas de trabalho, os ensaios realizados, os dados levantados e os critérios empregados procuram seguir também os cuidados e procedimentos de normas e publicações nacionais e internacionais (Rincón, 1998; Bellmunt, 2000; Helene, 2007; ACI 222R, 2001) empregando-se as recomendações mais relevantes de cada uma. As etapas básicas de trabalho estão apresentadas na Figura 5.

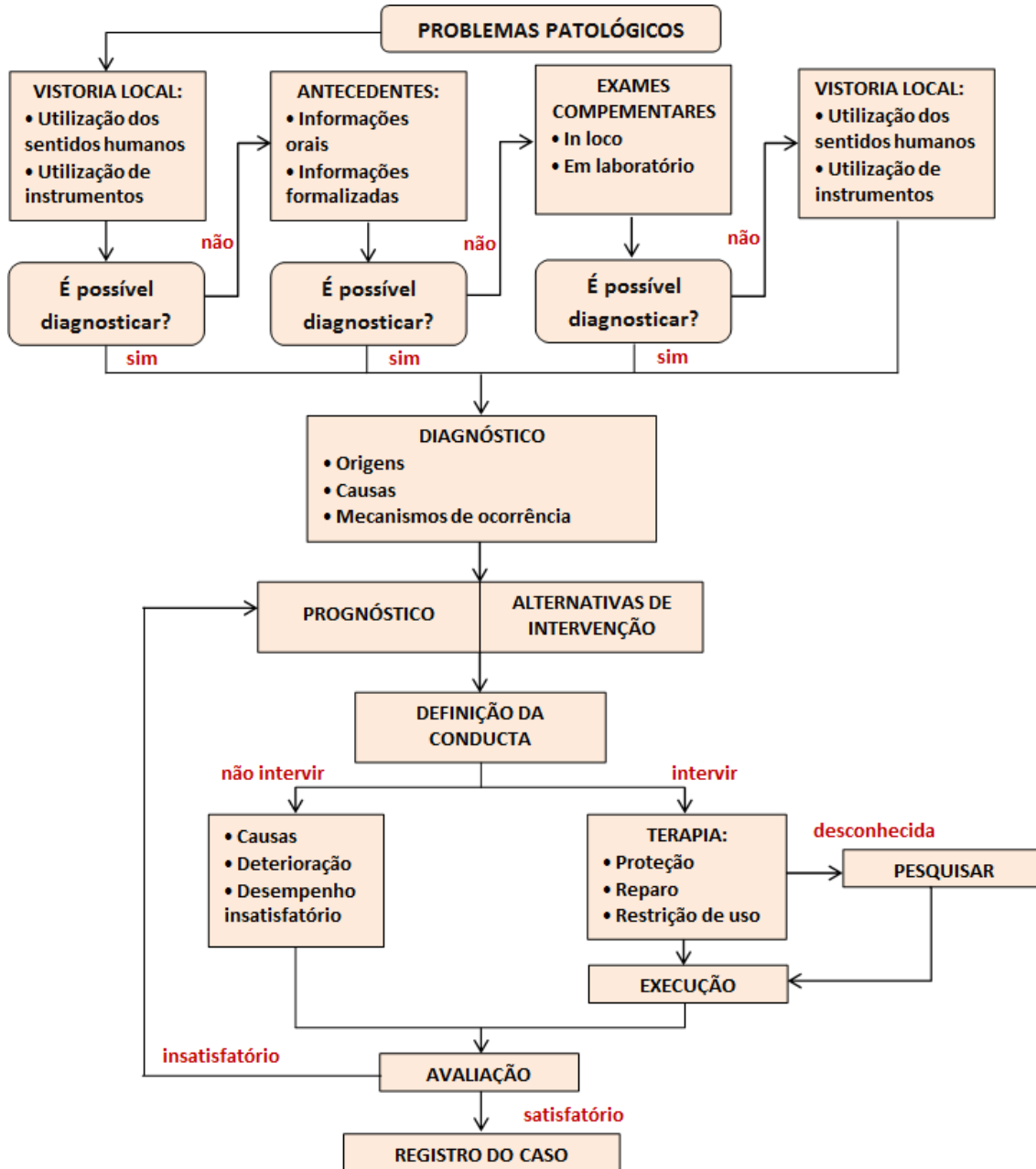


Figura 5. Metodologia geral de inspeção, diagnóstico e prognóstico de manifestações patológicas em obras de construção civil.

A partir da Figura 5, é possível identificar as seguintes etapas principais em um estudo de inspeção e diagnóstico de estruturas:

- Inspeção preliminar: exame visual, levantamento de antecedentes, ensaios expeditos iniciais, definição de teorias para fundamentar o diagnóstico, seleção das informações necessárias a serem levantadas por ensaios, planejamento de trabalho, seleção de áreas de estudo, registro fotográfico de anomalias;
- Inspeção detalhada: realização de ensaios "in loco", retirada de amostras, realização de ensaios em laboratório;
- Diagnóstico: análise dos resultados dos ensaios e avaliação conjunta das informações disponíveis.

4.1 Quanto à carbonatação

A carbonatação é um fenômeno natural que ocorre no concreto e sua velocidade depende de inúmeros fatores, desde aspectos ligados ao concreto como porosidade e reserva alcalina, a aspectos relacionados ao clima como umidade relativa do ar, temperatura, teor de CO₂ no ambiente e incidência de ciclos de umedecimento e secagem.

O fato é que quando a frente de carbonatação chega às armaduras ela sai do seu estado de proteção de origem e passa a ter as condições termodinâmicas para o desenvolvimento da corrosão de armaduras que resulta no surgimento de inúmeras manifestações patológicas na estrutura.

Neste trabalho foi utilizado um método semi destrutivo de determinação da profundidade de carbonatação onde normalmente são empregados indicadores químicos, do tipo fenolftaleína (pH de viragem entre 8,3 e 9,3). As determinações foram feitas segundo o método CPC-18 da RILEM (TC –CPC18, 1988) –“Measurement of Hardened Concrete Carbonatation Depth” e a medida da profundidade de carbonatação foi realizada em superfície recém-fraturada do concreto. A Figura 6 ilustra a realização desse ensaio.



Figura 6. Ensaio de profundidade de carbonatação em pilares de concreto armado.

4.2 Quanto ao potencial de corrosão (E_{corr})

A determinação do potencial de corrosão consiste em colher informações relativas ao estado termodinâmico da corrosão, ou seja, a indicação do estado passivo ou de corrosão das armaduras embutidas nos elementos estruturais inspecionados.

Este tipo de medida foi conduzido mediante a aplicação de um método eletroquímico não destrutivo que segue o procedimento da ASTM C 876 (ASTM C 876,1999). O equipamento utilizado consiste em um eletrodo de referência de Cu/CuSO₄ ligado a um voltímetro de elevada impedância de entrada, conforme ilustrado na Figura 7. A Tabela 1 expressa os critérios frequentemente utilizados para a avaliação termodinâmica da corrosão através da medida do potencial de corrosão.



Figura 7. Ensaio de potencial de corrosão utilizando eletrodo de Cu/CuSO₄ (ASTM C 876, 1999).

Tabela 1. Critério de avaliação da corrosão através do potencial de corrosão.

Potencial de corrosão (eletrodo de Cu/CuSO ₄)	Probabilidade de corrosão (ASTM C 876)
< -350 mV	95%
entre -350 mV e -200 mV	50%
> -200 mV	5%

4.3 Quanto à velocidade de corrosão (i_{corr})

A velocidade de corrosão é o parâmetro que caracteriza a cinética do processo de corrosão, define a taxa de deterioração das armaduras e, portanto, da própria estrutura afetada pela corrosão.

Um dos métodos mais empregados para a medida da velocidade de corrosão é a “resistência de polarização” (R_p) que é um ensaio aplicado regularmente a partir da década de 90 por Andrade e González (Andrade, 1988), que adaptaram e desenvolveram as técnicas originalmente empregadas no fim da década de 50 por Kaesche e Baumel & Engell, para armaduras embebidas em argamassa e concreto.

Esse ensaio é também conhecido por ensaio de “polarização linear” e os critérios de avaliação da corrosão segundo esta técnica encontram-se na Tabela 2.

Para as leituras de velocidade de corrosão foi utilizado um equipamento denominado comercialmente como Gecor, que é um aparelho de medida da velocidade de corrosão in loco, conforme ilustrado na Figura 8.

Tabela 2. Critérios de avaliação da corrosão segundo a medida da velocidade de corrosão.

Velocidade de corrosão	Critério de avaliação da corrosão
$< 0,1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$	corrosão desprezível
entre $0,1$ a $0,2 \mu\text{A}/\text{cm}^2$	corrosão baixa
entre $0,2$ a $0,5 \mu\text{A}/\text{cm}^2$	corrosão moderada
entre $0,5$ a $1,0 \mu\text{A}/\text{cm}^2$	corrosão alta
entre $1,0$ a $10,0 \mu\text{A}/\text{cm}^2$	corrosão muito alta



Figura 8. Leitura da velocidade de corrosão com o GECOR.

4.4 Perda de secção

A determinação da perda de seção das armaduras é um dos pontos importantes em um trabalho de inspeção desta natureza pela necessidade da estimativa da perda de capacidade resistente dos elementos estruturais da edificação.

Ela representa o quanto de massa as barras de aço já perderam devido ao desenvolvimento da corrosão de armaduras. Esse ensaio foi conduzido por prospecção, a partir da limpeza mecânica do aço e medida do seu diâmetro com paquímetro digital em trechos expostos das armaduras dos pilares que fazem parte da amostragem realizada. A Figura 9 ilustra o resultado da limpeza para viabilizar a leitura.

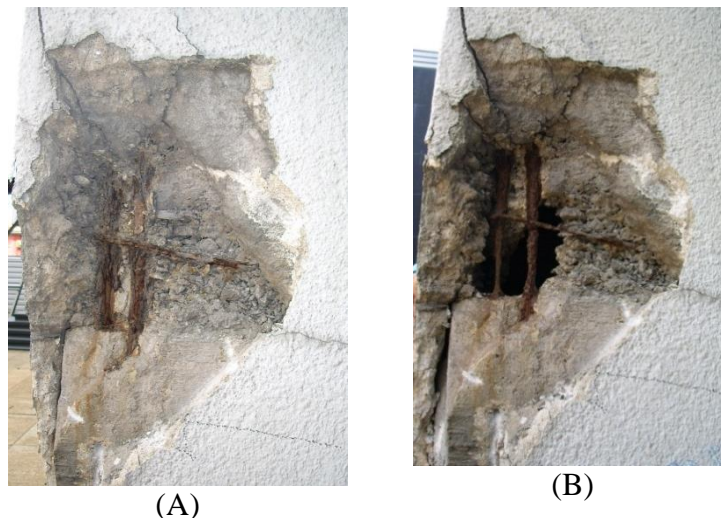


Figura 9. Detalle da limpeza para medir perda de seção transversal: (A) antes da limpeza; (B) após a limpeza.

5. RESULTADOS

Nesta seção não se pretendeu apresentar todos os resultados obtidos no trabalho de inspeção realizado, pois isso resultaria em um trabalho mais extenso do que o que se considera adequado para um artigo técnico. Deste modo, foram escolhidos alguns aspectos a serem discutidos a seguir:

5.1 Carbonatação

As Figuras 10 e 11 apresentam os resultados de profundidade de carbonatação obtidos na inspeção realizada em 2004 e em 2009, cujos dados se referem aos mesmos pontos amostrados em cada inspeção realizada. Com esta conduta foi possível montar uma comparação do estado dos pilares estruturais e dos decorativos nos dois momentos de inspeção. Comparando as Figuras 10 e 11 é fácil notar que os valores de profundidade de carbonatação são maiores nos pilares decorativos do que nos estruturais, indicando que a qualidade do concreto é diferente em ambos os casos.

Os dados das Figuras 10 e 11 indicam que houve uma evolução considerável da carbonatação no intervalo de pouco mais de 4 anos entre os dois momentos de inspeção. Isto de certa forma contradiz o que se conhece da literatura, que consiste na tendência de redução da velocidade de carbonatação com o passar do tempo, relacionada com o fato de que o processo de carbonatação tende a reduzir a porosidade do concreto carbonatado, ou seja, a camada carbonatada de uma peça de concreto tende a dificultar o acesso de mais dióxido de carbono as camadas não carbonatadas mais internas. Isso leva a redução da velocidade de carbonatação ao longo do tempo, como preconizado pelo modelo clássico $x_{CO_2} = k_{CO_2} \cdot \sqrt{t}$, (TUUTTI, 1982). O efeito da redução da porosidade do concreto causado pelo processo de carbonatação foi confirmada nos ensaios de Medeiros & Helene (2001) (Medeiros, 2001).

Uma possível explicação para a contradição citada é o crescimento da cidade de Montevideu que resulta em maior poluição do ar e conseqüentemente maior quantidade de CO₂ disponível para a reação de carbonatação. Este efeito é contrário ao efeito do processo de desaceleração da

carbonatação pela densificação das camadas carbonatadas. O efeito da maior concentração de dióxido de carbono na agressividade do ambiente é reconhecida pelos códigos mundiais de modo que as especificações para concretos atuais são mais conservadoras para os casos em que existe tendência de maior concentração de CO₂, como a clássica divisão entre ambiente rural e ambiente urbano.

O fato é que a profundidade de carbonatação encontrada em 2009 é, na grande maioria dos casos, mais do que o dobro da encontrada na inspeção de 2004 indicando a elevação da velocidade de avanço da frente de carbonatação do concreto da estrutura. Esse é um dos fatos que evidencia a importância da tomada de decisão no sentido de intervir nesta estrutura o quanto antes para desacelerar a agressão provocada pelo dióxido de carbono da atmosfera local, agravado pela presença de chuva ácida e outros contaminantes atmosféricos.

É claro que a influência de erros de leituras ou mudanças de procedimentos entre as inspeções de 2004 e 2009 não pode ser descartada, porém, estes autores não acham provável que esta seja a explicação para as consideráveis diferenças entre as leituras de 2004 e 2009 uma vez que ambas foram conduzidas pela mesma equipe de campo.

Apesar de tudo, é importante reconhecer que os valores de profundidade de carbonatação encontrados são muito baixos considerando que se trata de uma estrutura com mais de 50 anos em serviço. As regiões onde existiam armaduras em estado de corrosão ativa coincidiam com regiões de concreto mal adensado formando ninhos de concretagem, estando este concreto carbonatado. Ou seja, falhas relacionadas com deficiências localizadas de execução dos pilares de concreto armado.

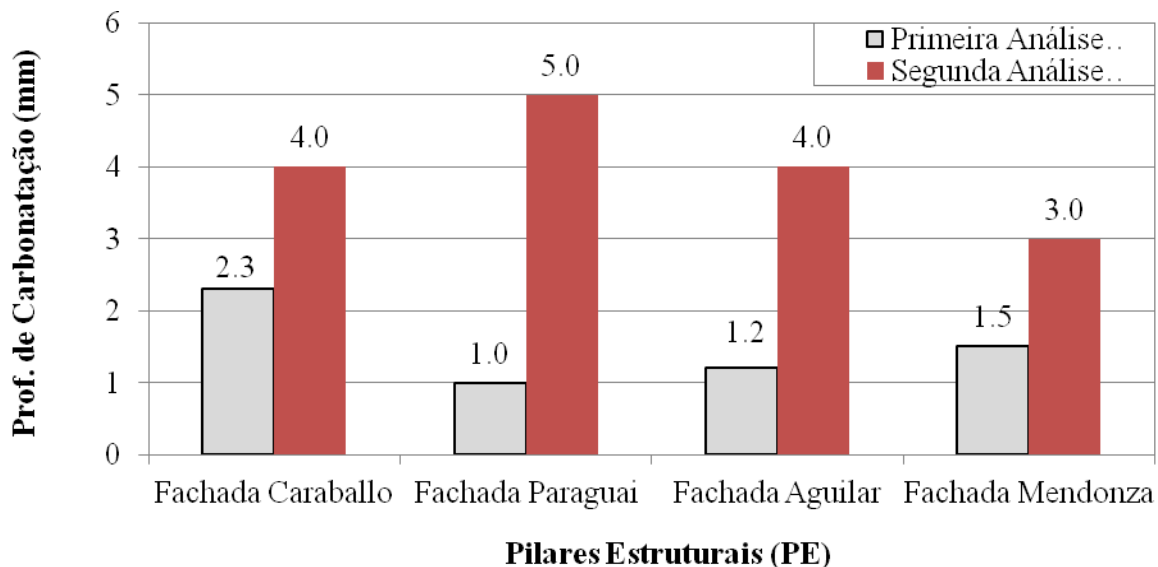


Figura 10. Comparação de resultados de carbonatação da inspeção de 2004 com a de 2009 para os pilares estruturais (PE).

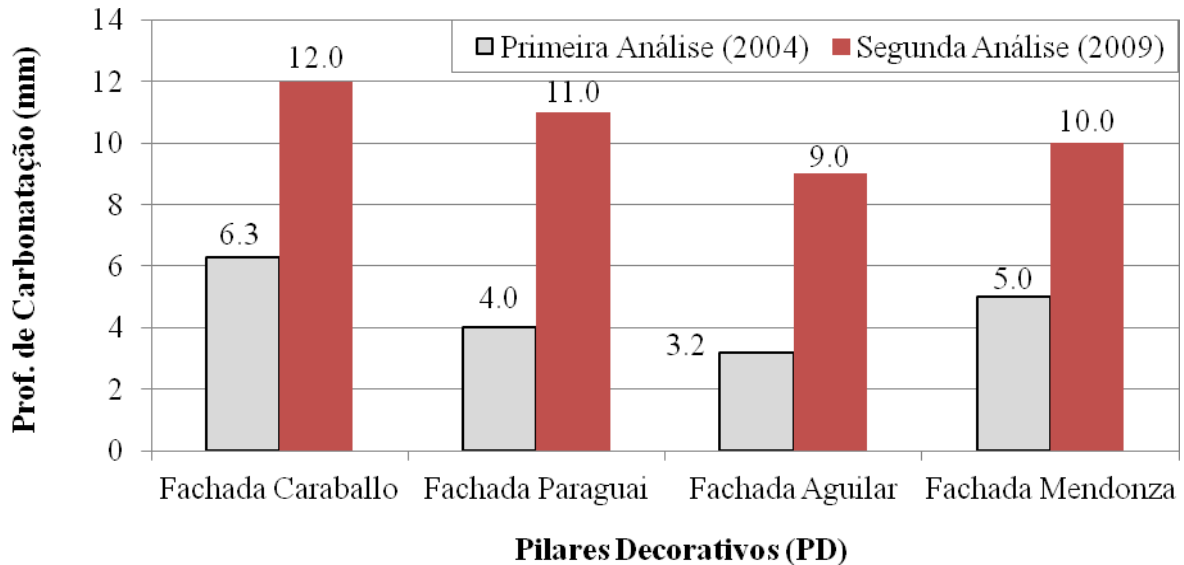


Figura 11. Comparação de resultados de carbonatação da inspeção de 2004 com a de 2009 para os pilares decorativos (PD).

5.2 Potencial de corrosão

Os resultados apresentados nas Figuras 12 e 13 indicam com 95% de confiança que as armaduras dos pilares decorativos se encontram em estado ativo de corrosão, enquanto que nos pilares estruturais a probabilidade de corrosão ativa é de apenas 5%.

Esta é uma constatação importante que indica que os pilares de sustentação da estrutura (estruturais) ainda estão em boas condições em termos de durabilidade e os locais em estado de corrosão ativa estão isolados nos elementos não estruturais.

Além disso, as Figuras 12 e 13 foram idealizadas para estudar a mudança do estado termodinâmico de corrosão nas duas inspeções. Contudo, os resultados indicam que não houve mudança significativa na condição de 2004 para 2009, ou seja, quem era classificado como corrosão passiva continuou da mesma forma em 2009.

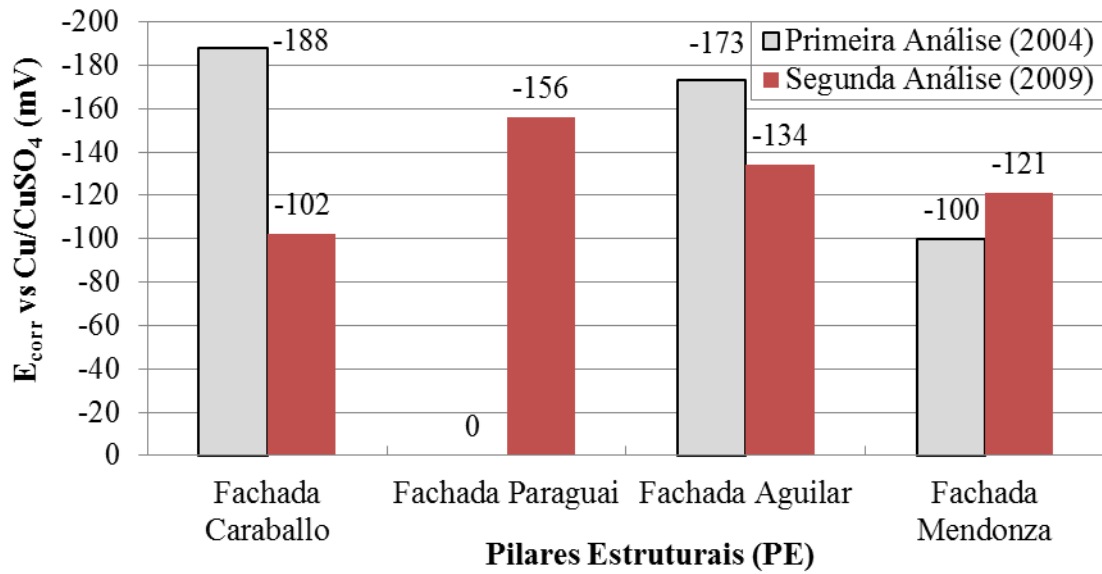


Figura 12. Potencial de corrosão da inspeção de 2004 com a de 2008/2009 para os pilares estruturais (PE).

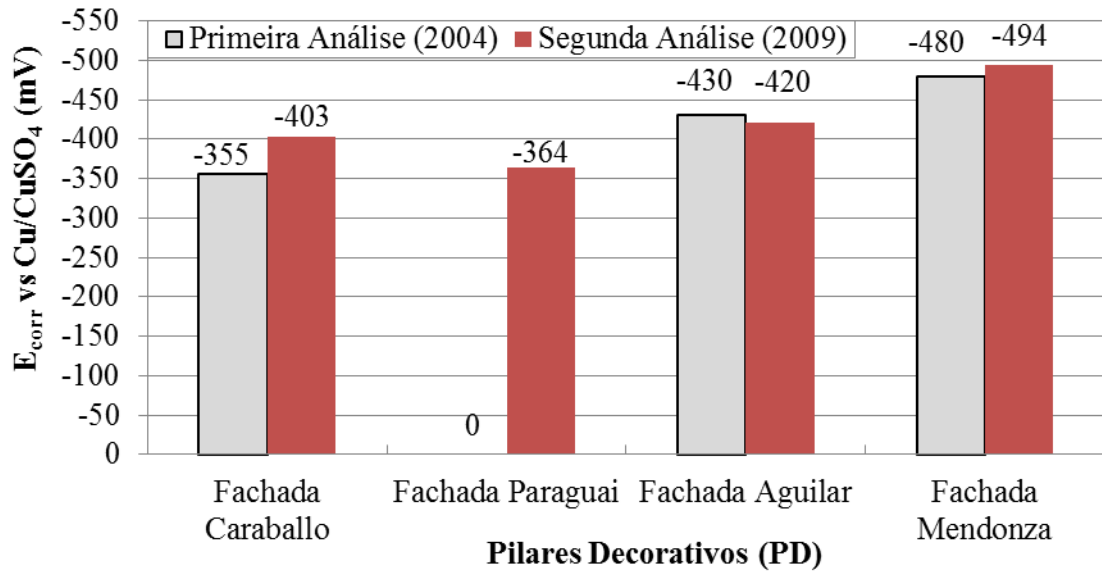


Figura 13. Potencial de corrosão da inspeção de 2004 com a de 2008/2009 para os pilares decorativos (PD).

5.3 Velocidade de corrosão (i_{corr})

A Tabela 3 apresenta os valores de velocidade de corrosão obtidos em um ponto em cada uma das fachadas da edificação inspecionada. De modo similar ao verificado em 2004, segundo os critérios amplamente aceitos pelos especialistas da área, correntes de corrosão acima de 0,1 a 0,2 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ são fortes indícios de processo corrosivo ativo e significativo.

Em conformidade com os dados de potencial de corrosão, os resultados indicam que os pilares estruturais apresentam-se com baixíssimos valores de velocidade de corrosão e os pilares decorativos apresentam valores acima de 0,2 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$, que indicam corrosão ativa.

Tabela 3. Velocidade de corrosão determinado com Gecor.

Local	PE13	PD12
Fachada Caraballo	icorr ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)	icorr ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)
	0,04	0,39
Local	PE31	PD30
Fachada Paraguai	icorr ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)	icorr ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)
	0,03	0,46
Local	PE66	PD52; PD53 e PD65
Fachada Aguilar	icorr ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)	icorr ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)
	0,05	0,60
Local	PE89	PD88
Fachada Mendonza	icorr ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)	icorr ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)
	0,05	0,35

5.4 Perda de seção transversal das armaduras

A Tabela 4 apresenta os resultados de perda de seção determinados a partir do procedimento descrito anteriormente. É fácil constatar que existem localidades com perda de seção transversal da barra superiores a 10%, chegando em alguns casos a perder 34% da secção original de aço. Perdas dessa ordem tornam indispensável, conveniente e seguro, a reposição da secção de aço original constante do projeto estrutural dessa estrutura.

Tabela 4. Perda de seção transversal das armaduras em pontos amostrados.

Fachada	Pilar	Pavimento	Ø nominal (mm)	Seção nominal (mm²)	Ø medido (mm)	Seção medida (mm²)	Perda de seção (%)
Caraballo	PD 03	térreo	16,0	201	15,5	189	6
Caraballo	PD 14	entre 5° e 6°	12,5	123	11,5	104	15
Paraguay	PD 47	térreo	16,0	201	15,5	189	6
Paraguay	PD 30	entre 5° e 6°	12,5	123	11,5	104	15
Aguilar	PD 64	térreo	16,0	201	13,5	143	29
Mendonza	PD 80	térreo	16,0	201	13,0	133	34
Mendonza	PD 76	entre 3° e 4°	16,0	201	14,6	167	17
Mendonza	PD 88	entre 7° e 8°	12,5	123	11,5	104	15

6. DISCUSSÃO

Os resultados deste trabalho mostram indícios de que, em condições reais, nem sempre existe uma redução da velocidade de carbonatação com o passar do tempo de vida útil de uma estrutura de concreto armado. A desaceleração deste processo de degradação ocorre em teoria, porém, o nível de desenvolvimento das cidades tem aumentado consideravelmente ao longo das décadas em muitas cidades e a consequência disso é a elevação dos níveis de concentração de dióxido de carbono no ar.

Em 1948, certamente o nível de desenvolvimento de Montevideu era muito menor, menor número de carros nas ruas e menor desenvolvimento industrial. Este processo de desenvolvimento está ocorrendo em inúmeras partes do planeta e o exemplo deste estudo é um fator alarmante para os profissionais que tem contato com o concreto armado. Esta é uma das lições deste trabalho. As estruturas de concreto armado que eram adequadas no passado podem não o ser hoje em dia e precisamos refletir e tomar providências quanto a isso.

No Brasil, a NBR 6118 (NBR 6118, 2004) de 2004 já foi um passo neste sentido quando conseguiu começar a tratar o tema durabilidade e usar a divisão em macro-climas (urbano, marinho e rural) na norma de cálculo estrutural, mas só isso não é o bastante, novos avanços são necessários.

Especificamente sobre o caso em questão, é importante destacar que não se considera que o “Palacio de la Luz” apresenta problema estrutural, uma vez que todos os pilares estruturais estão íntegros e sem perda de seção das armaduras acima de 10%.

Porém, pode-se dizer que, apesar do grande problema de corrosão avançada e deslocamentos do cobrimento concentrar-se nos pilares decorativos, é importante ressaltar que é de extrema importância a tomada de decisão imediata, já que este tipo de ocorrência coloca o usuário em risco e afeta a estética do Palacio de La Luz.

Um fator interessante neste serviço de inspeção foi o fato de a contaminação por cloretos ser pequena e a frente de carbonatação não ter atingido as armaduras em inúmeras regiões estudadas. Isto fez os profissionais envolvidos no trabalho questionarem o que teria ocasionado a despassivação das armaduras.

Mas a avaliação cuidadosa da edificação levou a concluir que os locais de incidência de corrosão de armaduras estavam concentrados em regiões de concreto de alta porosidade e com alto nível de carbonatação (ver Figura 14). Isto significa que o mecanismo de despassivação é a carbonatação facilitada por falha de execução (adensamento insuficiente) da estrutura de concreto armado.



Figura 14. Pilares decorativos com corrosão acentuada em área com concreto de alta porosidade.

7. CONCLUSÕES

As conclusões deste trabalho podem ser enumeradas a seguir:

- Os pilares estruturais do Palacio de La Luz não estão comprometidos pelo processo de corrosão de armaduras;
- Os pilares decorativos do Palacio de La Luz apresentaram incidência de corrosão acentuada com elevados níveis de velocidade de corrosão e de perda de seção;
- O trabalho de inspeção neste caso mostra indícios de que o processo de carbonatação do concreto do Palacio de La Luz está se acelerando e isso indica que a tomada de decisão para recuperação deste prédio deve ser imediata;
- A metodologia de inspeção empregada analisando conjuntamente os resultados e profundidade de carbonatação, potencial de corrosão, velocidade de corrosão e perda de seção, neste caso, pareceu ser satisfatória para o diagnóstico da edificação.

8. REFERÊNCIAS

- ACI 222R (2001), *Protection of metals in concrete against corrosion*. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, USA.
- Andrade C., Gonzalez J. A. (1988), *Tendencias Actuales en la Investigación sobre Corrosion de Armaduras*, Informes de la Construcción, v. 40, n. 398, p. 7-14.
- ASTM C 876 (1999), *Standard test method for half-cell potentials of uncoated reinforcing steel in concrete*. In: Annual book of ASTM Standards. Philadelphia, USA.
- Bellmunt R., Casanovas X., Casanovas M. F., Diaz C., Helene P. R. L., Rosell J., Rosell J. R., Vázquez E. (2000), *Manual de diagnosis e intervenció en estructures de hormigón armado*, Barcelona: Col·legi d'Aparelladors i Arquitectes Tècnics de Barcelona, Espanha.
- Helene P., Pereira F. (2007), *Rehabilitación y Mantenimiento de Estructuras de Concreto*, São Paulo, Brasil.
- Medeiros M. H. F., Giordano D. E., Britez C. A., Helene P. (2009) *Inspeção e diagnóstico dos pilares e vigas de concreto armado da fachada do edifício "Palacio de la Luz"*, Parecer Técnico nº 13, São Paulo, Brasil.
- Medeiros, M. H. F., Helene, P. (2001) *Estudo da carbonatação em concretos e argamassas*. Revista Engenharia Ciência & Tecnologia, Espírito Santo, v. 4, n. 5, p. 3-12.
- NBR 6118 (2004), *Projeto de estruturas de concreto - Procedimento*. Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. Rio de Janeiro, Brasil.
- Rincón O. T., Carruyo C. A., Helene P., Díaz I. (1998), *Manual de inspeccion, evaluacion y diagnostico de corrosion en estructuras de hormigon armado, DURAR: Red Tematica XV. B Durabilidad de la Armadura – Programa Iberoamericano de Ciencia y Tecnología para el desarrollo*.
- TC –CPC18 (1988), RILEM Measurement of hardened concrete carbonation depth.
- TUUTTI, K. (1982), *Corrosion of Steel in Concrete*. *Cement and Concrete Research*. n. 504, p. 469.
- Weizenmann J. M. S. (2008), *A arquitetura de Román Fresnedo Siri (1938-1971)*, *Dissertação de Mestrado*, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.



Revista ALCONPAT

<http://www.revistas-conacyt.unam.mx/alconpat/index.php/RA>

eISSN 2007-6835



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

Enseñanzas de casos de inspección en sótanos

O. Troconis de Rincón¹, M. Sánchez¹, V. Millano¹, J. Bravo¹, S. Delgado²

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

Email: oladis1@yahoo.com, miguelcvc@yahoo.com, millanov@gmail.com

²Escuela de Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad del Zulia Maracaibo, Venezuela. E-mail: sadelgado@gmail.com

Información del artículo

Artículo recibido el 28 de Marzo de 2012, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 30 de Abril de 2012. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores se publicará en el primer número del año 2013 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del tercer número del año 2012

RESUMEN

Este trabajo muestra las enseñanzas obtenidas al evaluar y diagnosticar problemas por corrosión y estructurales en varios sótanos de diferentes tipos de edificaciones, ubicadas cerca y lejos de la costa. En este se reportan los resultados obtenidos de esta inspección, de los cuales se encuentran: levantamiento de daños, ensayos físico-químicos, mecánicos y electroquímicos que permitieron caracterizar el concreto y los daños por corrosión que puedan comprometer a las estructuras evaluadas. Dado que en la mayoría de los casos los sótanos se utilizan como estacionamientos, los problemas de corrosión se deben, en general, a la carbonatación del concreto. No obstante, este efecto se potenció por niveles freáticos altos y presencia de bolsas de agua salina ubicadas en el subsuelo del sótano, lo cual permitió no solo el ingreso del agua sino también de los iones cloruros hacia el concreto. En este trabajo se muestra la evaluación, así como las recomendaciones de las acciones a tomar para extender su vida en servicio.

© 2012 ALCONPAT Internacional

Palabras Clave: Corrosión, sótanos, concreto armado, evaluación, rehabilitación

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 2, No. 2, Mayo – Agosto 2012, 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.mda.cinvestav.mx/alconpat/revista
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, fecha de última modificación: 30 de Mayo de 2012.

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.

ABSTRACT

This paper shows the lessons learned in evaluating and diagnosing corrosion and structural problems in several basements of different types of buildings located near and far from the coast. The results of this inspection are reported. They include: damage survey, physical-chemical, mechanical and electrochemical tests; all of which allowed characterizing the concrete and corrosion damages that could compromise the structures evaluated. Since in most cases the basements are used as parking lots, corrosion problems are due, in general, to the carbonation of concrete. However, this effect is potentiated by high freatic levels and the presence of saline water bags located in the subsoil of the basement, which allowed not only the ingress of water but also of chloride ions into concrete. This paper shows the evaluation and recommendations of actions to be taken to extend the service life of the reinforced concrete structures evaluated.

Keywords: Corrosion, basements, reinforced concrete, evaluation, rehabilitation.

Autor de contacto: O. Troconis de Rincón

1. INTRODUCCIÓN

Las fallas prematuras que presentan las estructuras de concreto armado en general, se deben principalmente a la falta de control de calidad y errados procedimientos de construcción, reparación y rehabilitación (Troconis de Rincón, 1991; Troconis de Rincón, 2003; Sanchez, 2005), que elevan los costos y ponen en riesgo la vida de las personas. Este problema se incrementa con la acción de los agentes agresivos externos que rodean a la estructura, en su mayoría cloruros y/o CO₂, lo cual aunado a la construcción de estructuras en terrenos con niveles de capa freática elevados e inapropiados donde se omite el resultado del estudio geotécnico o en su defecto no se realiza, se potencian aun más los daños por corrosión que puedan sufrir dichas estructuras de concreto armado.

Las estructuras a analizar son, en general, residencias multifamiliares: 1.- Un conjunto habitacional, construido en 1998, conformado por dos edificios de concreto armado de 9 pisos cada uno y un sótano común a ambos edificios; 2.- Un conjunto habitacional y comercial conformado por dos edificios de concreto armado de 13 pisos cada uno, Centro Comercial correspondiente a la Planta baja y Mezanine y dos niveles de sótano de 7 pisos cada uno, construido en la década del 70 y 3.- Un edificio, localizado cerca del lago de Maracaibo, de 11 pisos (> 50 años), que se encontraba abandonado, necesitándose su evaluación para rehabilitarlo o sustituirlo. Todas las estructuras evaluadas muestran a simple vista una considerable cantidad de daños por corrosión de la armadura en las columnas del sótano, que evidencian un severo estado de deterioro. La presencia de gran cantidad de áreas fofas y grietas, con delaminación del concreto y acero expuesto en diversas zonas de las columnas, e incluso en algunos casos columnas con más del 50 % de su área agrietada, son una clara indicación del estado crítico de las mismas; así como de la necesidad inmediata de reparación/rehabilitación.

En este estudio se resumen las evaluaciones y el diagnóstico de los Sótanos en dichas Edificaciones, mostrando las diferencias que permitieron la potenciación de la corrosión en cada una de ellas; así como también las recomendaciones y las alternativas de reparación.

2. PROCEDIMIENTO DE EVALUACIÓN

En general el trabajo se desarrolló en dos etapas: Una primera etapa, denominada Inspección Preliminar, que consistió en una visita de reconocimiento a la estructura y una segunda etapa, denominada Inspección Detallada, donde se realizó el levantamiento de daños y fotográfico de todos los elementos que componen la estructura, la aplicación de los ensayos y mediciones necesarias para la obtención de la información requerida, siguiendo los esquemas programados en la primera etapa, según se especifica en el Manual de DURAR (Troconis de Rincón, 1997). Dicha información permitió una evaluación de los problemas, pudiendo de esta forma definir la naturaleza y origen de la corrosión, así como una evaluación de las reparaciones efectuadas, en caso de que estas existiesen. Con el uso del Pacómetro se detectó la posición del acero, en las áreas donde se realizarían las medidas electroquímicas (medición de potenciales ASTM C-876 (ASTM, 1987) y lo establecido en DURAR (Troconis de Rincón, 1997), y velocidad de corrosión, mediante la técnica de resistencia a la polarización, utilizando el GECOR 6 (Feliú, 1993). La información obtenida con estas medidas es muy útil ya que permiten definir claramente los sitios de corrosión activa en la estructura.

La selección de los elementos para la evaluación fisicoquímica se basó en la información obtenida durante la inspección preliminar y detallada, conformada por testigos (núcleos) tomados en sitio con el fin de conocer la calidad y potencialidad del concreto a corroer a la armadura; determinando además el frente de carbonatación y la concentración de iones cloruro en el concreto.

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Los resultados y su análisis se efectuarán de acuerdo a la estructura analizada.

3.1 Edificio Multifamiliar construido en 1998.

Levantamiento de daños. Se efectuó el levantamiento fotográfico y de daños de las columnas. Según información suministrada existe un total de 299 columnas, de las cuales se evaluaron 236, ya que las 63 restantes se encuentran sin acceso o no están visibles según planimetría (Figura 1).

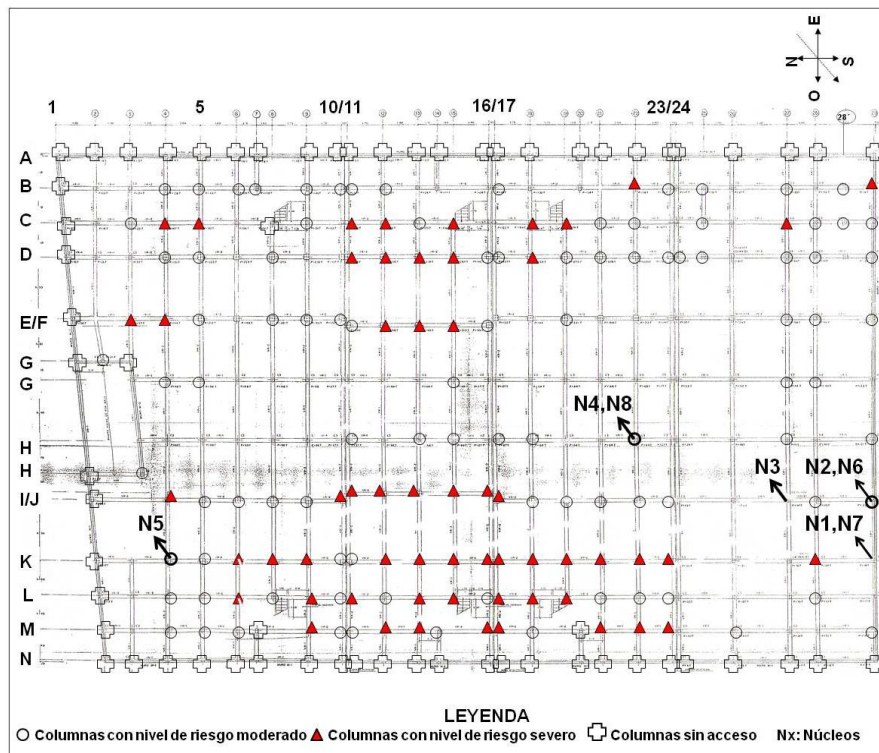


Figura 1. Plano de distribución de las columnas y localización de núcleos/testigos extraídos (N)

En la Figura 2, se muestran algunas columnas como parte representativa del levantamiento fotográfico, donde se observan los diversos daños encontrados en toda el área del sótano, que evidencian niveles de corrosión de la armadura entre moderada a severa. Es importante resaltar que los daños observados no están generalizados en toda la extensión del espacio evaluado, sino específicamente en 2 áreas, una hacia el sureste (correspondiente a columnas ubicadas en los ejes B, C y D); y la otra en la zona oeste central (correspondiente a columnas ubicadas en los ejes K, L y M); como se puede apreciar en la Figura 1. Solo en algunos casos particulares se evidenciaron grandes grietas, en dirección de la armadura, longitudinal y transversal con delaminación del concreto y acero expuesto. Esto coincide con las zonas del piso del estacionamiento, donde se observan periódicamente charcos de agua que parecieran provenir del subsuelo; por lo cual se realizó un análisis de muestras de esta agua, obteniéndose valores de alta salinidad (>1400 ppm de Cloruros), lo cual sugiere que este es uno de los posibles agentes agresivos que provienen de bolsas de agua salina en el subsuelo.



(a)

(b)

Figura. 2. Levantamiento fotográfico detallado de algunas Columnas con daños severos por corrosión de la armadura (a) Delaminación con acero expuesto en casi toda el área de las caras sur y este por debajo de 120 cm. (b) Cara Oeste. Detalle. Grieta y concreto fofo por debajo de 120 cm.

De acuerdo al estado de corrosión de la armadura se identificó que un 24% de las columnas se encuentra en estado de riesgo severo (57 columnas), un 30% en estado moderado (96 columnas) y un 33% de las columnas sin daños aparentes (83 columnas). Entre las que cabe mencionar que para los Ejes B, C, D, E, J, K, L, y M se registraron la mayor cantidad de columnas (más de un 50%), con grietas situadas por debajo de 120 cm de altura del elemento, pero con grandes extensiones de áreas fofas. De tal forma que se muestra una tendencia de elementos con daños severos a moderados preferentemente hacia el frente Este y Oeste del Sótano; comportamiento relacionado con las pendientes de la placa de piso utilizadas en esta área según planos de instalaciones sanitarias y aguas negras del sótano.

Es preciso destacar que muchas de estas columnas fueron reparadas anteriormente por presentar los mismos problemas; y en menos de 2 años los daños se potenciaron de tal manera que se observan grandes extensiones de grietas y delaminación del concreto, posiblemente debido a errados procedimientos de reparación y problemas asociados a las bolsas de agua salina en el subsuelo.

Ensayos Electroquímicos, Físico - Químicos y Mecánicos. El potencial de corrosión fue determinado a lo largo del refuerzo, cada 25 cm; mientras que la velocidad de corrosión fue determinada según los resultados de potenciales obtenidos; es decir en aquellas zonas donde estos mostraban potencialidad corrosiva. La Tabla 1 muestra el levantamiento de potenciales correspondiente a una de las columnas, en la cual se evidencia una tendencia de elevada potencialidad de riesgo por corrosión con potenciales más negativos que -250 mV vs Cu/CuSO₄, hasta una altura de 55 cm desde el suelo, debido en gran parte al efecto de capilaridad y/o estancamiento de aguas residuales. En la parte superior de las columnas, el comportamiento electroquímico sugiere la existencia del fenómeno de carbonatación del concreto, debido a que se determinaron potenciales mas negativos que -150 mV vs. Cu/CuSO₄ (Troconis de Rincón, 1997).

Tabla 1. Medidas de Potencial en la columna H -22.

Potencial (mV vs Cu/CuSO ₄)								
Altura (cm)	Cara Norte		Cara Este		Cara Oeste		Cara Sur	
	Barra Este	Barra Oeste	Barra Norte	Barra Sur	Barra Norte	Barra Sur	Barra Este	Barra Oeste
200	-160.0	-276.5	-	-	-159.6	-146.6	-	-
175	-160.3	-251.7	-271.5	-215.1	-163.5	-155.5	-186.3	-143.0
150	-296.3	-286.8	-245.9	-231.4	-214.3	-159.1	-209.6	-161.5
125	-199.7	-324.1	-274.6	-248.1	-175.6	-157.2	-209.2	-166.5
75	-183.7	-384.5	-299.1	-305.8	-169.0	-160.8	-223.4	-165.0
55	-292.8	-245.9	-239.1	-475.1	-226.6	-201.8	-255.8	-169.5
50	-402	-	-	-	-	-	-	-
25	-440.0	-450.3	-338.1	-362.2	-415.0	-296.8	-373.0	-220.5
10	-515.0	-529.0	-465.9	-402.6	-483.3	-431.7	-394.0	-327.6

Las medidas de velocidad de corrosión alcanzaron valores entre 0,002 hasta 0,662 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$, encontrándose mayor actividad en la parte inferior (0,662 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ a 0,519 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$), para varias columnas, correspondientes a 15 y 10 cm de altura, desde el suelo; inclusive, en algunos casos, se encontraron en zonas superiores valores elevados cercanos al considerado como de riesgo por corrosión ($>0,1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ /Columna J29 y J27, 0,068 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ y 0,146 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$, respectivamente), ambas a una altura de 2 m. Por lo cual fue necesario efectuar ensayos destructivos (extracción de núcleos), que permitieron identificar las alturas y profundidades de la reparación de las columnas.

En la Tabla 2, se muestran los resultados de porosidad total, resistencia a la compresión y profundidad en la carbonatación del concreto, donde se observa que son muy variados, pero existe correspondencia entre ellos; observándose, en general, una alta velocidad de carbonatación, dada la edad de la construcción (≈ 11 años), mostrando los mayores espesores carbonatados en los núcleos extraídos en la parte superior de las columnas (espesores > 20 mm), lo cual demuestra la baja calidad de este concreto para este ambiente de exposición. Esto aunado al elevado contenido de CO_2 característico del área de sótano, sumado a la falta de adecuados recubrimientos sobre estas columnas.

Tabla 2. Propiedades físico-mecánicas en diferentes columnas

Elemento (Columna)	Porosidad Total (%)	f_{ck} (kg/cm^2)	Altura de Extracción (cm)	e_c (mm)	X_{CO_2} (mm)
C-K29	16,27	486	30	<30	0,0
	17,80	277	200	<30	23,3
C-J29	19,93	221	97	<30	25,0
	18,50	188	200	<30	30,0
C-H22	21,04	318	49	<30	25,0
	20,18	170	198	<30	20,0

e_c = espesor de concreto; X_{CO_2} = espesor carbonatado.

En la Figura 3, se muestran las concentraciones de cloruros solubles en agua encontrados a diferentes espesores en cinco de las columnas evaluadas, según la altura de extracción, observando para las columnas K29 y J29, en la parte inferior, las mayores concentraciones de cloruros libres (6649 ppm Cl- base cemento), sin evidencias de un perfil difusional. Sin

embargo, se aprecian concentraciones superiores a mayor profundidad. Esto, unido al comportamiento observado en los núcleos extraídos de la zona inferior (Figura 3), donde se muestra una tendencia a disminuir la concentración de cloruros a medida que se alejan del muro que separa el centro comercial de la residencia. Es decir, desde el eje 29 (sobre el muro que colinda con el sótano del centro comercial) al eje 3 disminuye progresivamente la concentración (N1, N2, N3, N4 y N5), lo que confirma que una de las fuentes del problema ha sido el estancamiento de agua en el área proveniente de la filtración a través del muro y las bolsas de agua salina en el subsuelo. Este comportamiento no se evidencia en los núcleos extraídos en la parte superior los cuales muestran un valor promedio de 2000 ppm de Cl⁻ en base al contenido de cemento (< 4000 ppm/cemento) (Troconis de Rincón, 1997; DURACON Collaboration, 2007), lo que pareciera indicar que la mezcla de concreto utilizada se encontraba contaminada al momento de la construcción.

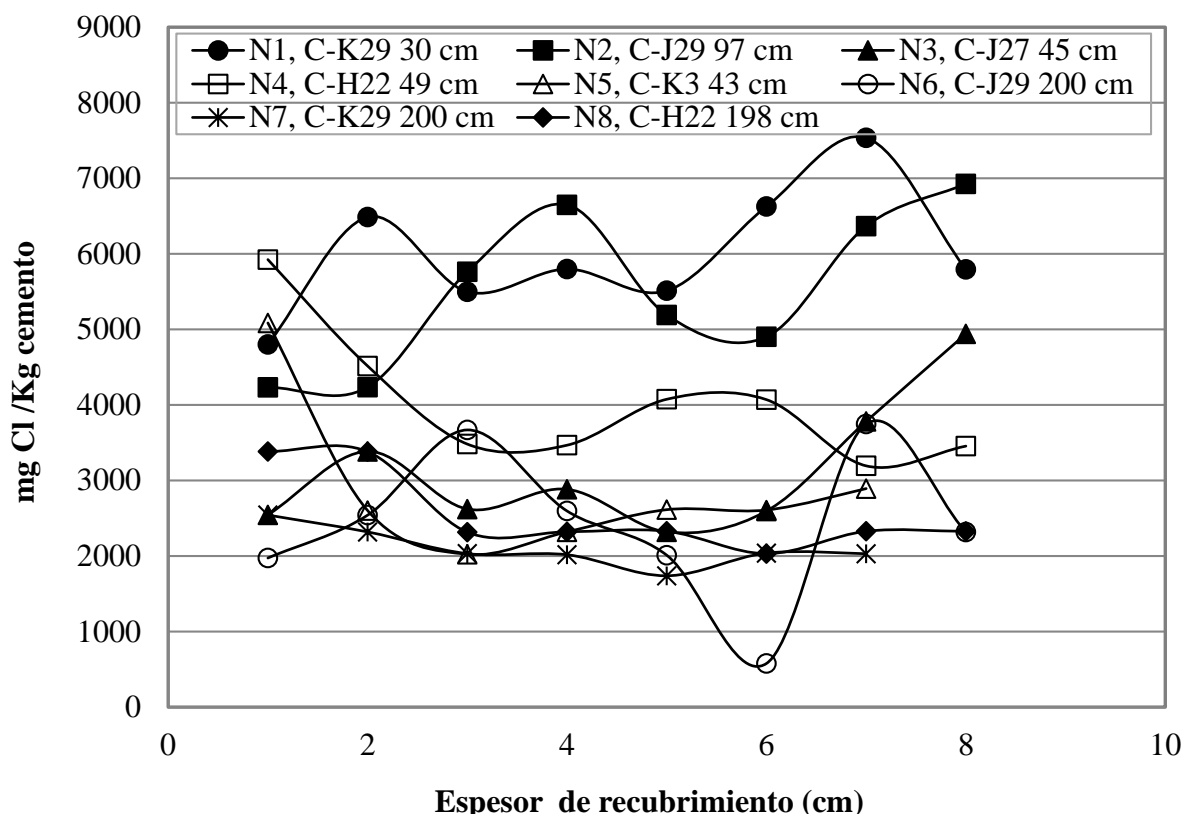


Figura 3. Perfil de concentración de cloruros de los núcleos en su cara norte extraídos de las columnas, a diferentes alturas.

3.2 Edificios construidos en la década de los 70.

Levantamiento de Daños. Esta estructura está expuesta a un alto contenido de CO₂, ya que se encuentra ubicada entre avenidas y calles de elevado flujo vehicular, aunado a la alta humedad relativa característica de la ciudad, que definen la atmósfera agresiva que las rodea. La Figura 4 muestra grietas y delaminaciones que demuestran el avance del fenómeno de corrosión en las columnas; donde además pueden apreciarse óxidos abundantes de color negro, lo cual da indicios de posibles problemas de corrosión por cloruros. Es importante destacar que los daños observados no están generalizados en toda la extensión del área evaluada (segundo sótano), estos se encuentran delimitados según la ubicación y condiciones específicas de los elementos; solo en algunos casos particulares se evidenciaron grandes extensiones de grietas en dirección de la armadura longitudinal y transversal con delaminación del concreto y acero expuesto.



Figura. 4. Vista de una de las columnas del sótano donde se muestran grietas con delaminación del concreto y acero expuesto con productos de corrosión negros.

Ensayos Electroquímicos, Físico- Químicos y Mecánicos. La Tabla 3 muestra algunos de los resultados de la profundidad de carbonatación en el concreto y la resistencia a la compresión, para los núcleos extraídos. La profundidad de carbonatación encontrada es muy baja para los años de servicios que posee la estructura (> 40 años) y las condiciones del medio. Sin embargo, se esperaría un mayor valor por el alto flujo vehicular, lo cual demuestra que se utilizó una calidad adecuada del concreto para este ambiente tropical.

Tabla 3. Propiedades físico-mecánicas en diferentes columnas

ELEMENTO	Altura (cm)	e_c (mm)	XCO ₂ (mm)	f_{ck} (kg/cm ²)
Columna 2	56.6	30	18	240
Columna 3	53.5	30	20	247
Columna 4	65	20	10	256
Columna 5	40	20	3	267
Columna 6	77	30	5	254
	56	30	3	268
Columna 7	48	30	18	240
Columna 8	47	47	22	251

Los ensayos de iones cloruro realizados a los núcleos de concreto extraídos en sitio, presentan un contenido de este ión por debajo del límite de riesgo por corrosión ($< 4000 \text{ ppm Cl}^-$ base cemento a nivel de armadura) (Troconis de Rincón, 1997). Sin embargo, análisis realizados al concreto delaminado o cercano a las grietas ya existentes, en su sección próxima al refuerzo, demuestran concentraciones de cloruros de más de 22.000 ppm Cl^- base cemento; lo que se corresponde con los abundantes productos de corrosión de color negro, característicos de la presencia de este ión en el concreto. Al investigar sobre el origen de estos iones en el concreto, se informó que las columnas que presentan daños fueron lavadas periódicamente por un producto que permitió la eliminación de los nidos de comején existentes en las mismas. Así, se analizó una muestra del producto de limpieza utilizado, resultando en un pH de 9 y un contenido de cloruros de 1045 ppm ; lo cual indicaría que los cloruros presentes en el concreto agrietado provienen de los productos utilizados en la limpieza. Por esto, la reparación de estas columnas se realizó solo en las áreas afectadas, sustituyendo el concreto por uno de calidad similar al que ellas tenían.

3.3 Edificio localizado cerca al Lago de Maracaibo.

Levantamiento de Daños. Las columnas son los elementos estructurales más afectados en cuanto a la corrosión, tal como se muestra en la Figura 5; donde se observa un avanzado estado de deterioro de las mismas con corrosión de moderada a severa de la armadura.



Figura 5.- Izquierda: Vista General de las Columnas en el Sótano. Nótese los perfiles de acero en las zonas inferiores de las mismas y la inundación con agua. Derecha: Vista cercana de una columna típica con perfiles de acero en las esquinas y luego de retirarse los mismos, nótese el desprendimiento del concreto fofo y la armadura con corrosión severa.

Ensayos Físico-Mecánicos-Electroquímicos. La Tabla 4 muestra los resultados de esta evaluación, donde se observa que aun cuando la resistencia a la compresión es muy baja, lo que indica un concreto de baja calidad, la carbonatación del concreto es despreciable. Esto se debe al alto grado de humedad del concreto, dado que el nivel freático del agua del lago ($> 3000 \text{ ppm}$ de Cloruros), es muy alto, llegando inclusive en épocas de mareas altas a inundar el sótano. De allí el alto nivel de iones cloruro encontrado en estas columnas.

Tabla 4.- Algunos resultados de los ensayos físico-químicos y mecánicos efectuados a algunas columnas

Núcleo No.	Ubicación	Cara	Altura (cm)	Carbonatación (cm)	Resistencia a la Compresión (kg/cm ²)	Contenido de Cloruros Profundidad (cm)	Cloruros Cloruros (ppm)
N11	Sótano-C1, Eje A	CW	132	0	144,7	0-2,2	2860
						2,4-3,4	2860
						3,6-4,6	4290
N12	Sótano-C1, Eje A	CW	51	0,4	171,2	0-1	1400
						1,2-2,2	3510
						2,4-3,4	5610

Se midieron potenciales de corrosión en varias columnas, cuya ubicación se seleccionó tratando de cubrir toda el área que pudiese estar afectada por corrosión. La velocidad de corrosión se midió solamente en dos de ellas. En general, los valores de los potenciales y velocidad de corrosión indicaron corrosión de moderada a severa de la armadura, a todo lo largo de la columna. Solamente algunas columnas en áreas cercanas al techo, no mostraron actividad de la armadura, lo que corrobora lo indicado anteriormente, que los problemas presentados en las columnas del sótano se deben a la mala calidad del concreto que ha permitido la difusión rápida de los iones cloruros provenientes del lago, dado lo alto de su nivel freático. Es importante indicar que en este caso, dado el avanzado estado de deterioro de toda la edificación, se decidió demolerla.

4. CONCLUSIONES

1. La corrosión de la armadura en las Columnas del Sótano del primer edificio se debe principalmente a cloruros que han ingresado desde el exterior al concreto debido a bolsas de agua salina ubicadas en el subsuelo del sótano, aunado a largos periodos de estancamiento de esta agua durante el tiempo de construcción y abandono parcial.
2. Para el caso del segundo edificio los problemas de corrosión de la armadura se deben básicamente al uso de sustancias, que contienen alta concentración de cloruros, para eliminar los comejenes.
3. En el último caso estudiado, los problemas severos de corrosión se debieron a la mala calidad del concreto utilizado en la construcción y el alto nivel freático del agua del lago de Maracaibo en esa zona.
4. Las columnas que presentan delaminación con acero expuesto y grandes áreas fofas deben repararse según plan bien organizado de reparación/rehabilitación con una inspección que garantice la efectividad/calidad de los trabajos a realizar.

5. RECOMENDACIONES

Para el caso de los edificios donde el problema se debe a la difusión de cloruros desde el subsuelo, la mejor alternativa de control de corrosión, una vez reparadas las columnas según las instrucciones dadas por el ICRI (ICRI guide N° 03730,1989), sería la protección catódica por corriente impresa. La segunda alternativa sería la sustitución del concreto contaminado con cloruros por uno de mejor calidad (a/c = 0,4; 400 kg cemento/m³ concreto y 10% microsilice ó un producto comercial pre-dosificado) y el uso de Ca(NO₂)₂ como inhibidor de corrosión.

6. BIBLIOGRAFÍA

- ASTM (1987) Standard C-876-87 *Standard Test Method for Half-Cell Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete*. Philadelphia. USA.
- DURACON Collaboration. Trocónis de Rincón O. and coauthors (2007) *Effect of the Marine Environment on Reinforced Concrete Durability in Iberoamerican Countries: DURACON Project/CYTED*, Corrosion Science, Elsevier Science LTD Publication, Volumen 49, Issue 7, pp. 2832-2843.
- Feliú S., González J. A., Feliú V., Jr Feliú S., Escudero M. L., Rz Maribona I., Austiín V., Andrade C., Bolaño J. A., Jiménez F. (1993) *Corrosion Detecting Probes For Use With A Corrosion-Rate Meter For Electrochemically Determining The Corrosion Rate Of Reinforced Concrete Structures*, U.S. Patent No. 5.259.944.
- ICRI guide N° 03730- (1989) *Guide for Surface Preparation for the Repair of Deteriorated Concrete Resulting from Reinforcing Steel Corrosion*,. (RE-ISSUED 1995).
- Sanchez M., Troconis de Rincón O., Sanchez E., Garcia D., Sanchez E., Sadaba M., Delgado S. and Fernández R. (2005) *Corrosion Problems Associated with a Fireproofing-Coated Structure exposed to a Marine Environment*, Materials Performance, Vol. 44 No.10, pp 34-37.
- Troconis de Rincón O. y Miembros de la Red DURAR. Red Temática XV.B. (1997) *Durabilidad de la Armadura. Manual De Inspección, Evaluación y Diagnóstico de Corrosión en Estructuras de Hormigón Armado*, CYTED ISBN 980-296-541-3. Maracaibo. Venezuela.
- Troconis de Rincón O., Arrieta de Bustillos L., Vezga C. (2003) *Evaluation, Diagnosis and Rehabilitation of Buildings in Rural Environments*, Journal of Architecture & Environment. Vol.2, No. 1, pp. 45-54.
- Troconis de Rincón O., Sánchez M., Pérez O., Contreras D., García O. y Vezga C. (1991) *A Study of Practical Cases of Steel Corrosion in Reinforced Concrete. Causes and Solutions*, Materials Performance, Vol. 30, No. 8, pp. 42-45



Revista ALCONPAT

<http://www.revistas-conacyt.unam.mx/alconpat/index.php/RA>

eISSN 2007-6835



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

Revisión tratadística de las proporciones empleadas en la construcción de la estructura de la iglesia de San Juan bautista en Tiripetío, Michoacán, México. Comentarios a los resultados del análisis estructural a botareles de contrafuertes y su restauración.

J. A. Bedolla Arroyo¹, W. Martínez Molina², E. M. Alonso Guzmán^{1,2}, J. L. Briansó Penalva³

¹Facultad de Arquitectura, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Morelia, Michoacán, México, 58040, Email: bedollaalberto@gmail.com, eliamercedesalonso@gmail.com

²Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Morelia, Michoacán, México, 58040. E-mail: wilfridomartinezmolina@gmail.com

³Departamento de Cristalografía, Universidad Autónoma de Barcelona, Barcelona, Catalunya, España, 08202. E-mail: jose Luis.brianso@uab.cat

Información del artículo

Artículo recibido el 01 de Abril de 2012, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 30 de Abril de 2012.

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores se publicará en el primer número del año 2013 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del tercer número del año 2012

RESUMEN

El edificio en estudio es emblemático. Se encuentra desplantado sobre un suelo arcilloso. Ha sufrido modificaciones por motivos estructurales, arquitectónicos, estéticos y funcionales. La construcción de este templo data del siglo XVI. Se construyó con mampostería de piedra natural juntada con arcilla y techumbre de madera. Su planta está conformada por una sola nave rectangular de 12 m de ancho x 50 m de largo, la cual contempla 5 contrafuertes laterales, que presentan falla estructural en sus extremos superiores e inferiores

Al analizar las causas del origen de las fracturas presentes, se comprueba que el edificio se construyó de acuerdo a la geometría propuesta en diversos tratados antiguos, lo que supondría un adecuado comportamiento mecánico. Se presentan las principales conclusiones obtenidas del análisis estructural realizado a los botareles de los contrafuertes, así como del estudio de Mecánica de Suelos realizado, concluyéndose que las fracturas presentes en los botareles de los contrafuertes se deben a la inadecuada selección de la mampostería natural empleada y a un inadecuado procedimiento constructivo.

Palabras clave: Fábrica, tratados, edificios históricos, contrafuertes, botareles.

ABSTRACT

The Tiripetío building is emblematic. It is founded on a clay soil. It has undergone modifications due to structural, architectural, aesthetic and functional reasons. The construction of this temple dates back from the 16th century. It was built with stone masonry natural binder with clay and wood roof. The plant consists of a single rectangular bay of 12 m wide x 50 m in length, which includes 5 lateral buttresses, showing structural failure in the upper and lower ends. To analyze the root causes of the fractures, it was checked that the building was built according to the geometry described in various former treaties which would have a proper mechanical behavior. The main conclusions obtained from the structural analysis at botareles buttresses, as well as the study of soil mechanics, were that fractures present at the botareles of the buttresses are due to improper selection of the used natural masonry as well as an inappropriate construction procedure.

Keywords: Factory, treaties, historic buildings, buttresses, flying buttresses.

Autor de contacto: E. M. Alonso Guzmán

© 2012 ALCONPAT Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 2, No. 2, Mayo - Agosto 2012, 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.mda.cinvestav.mx/alconpat/revista

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, fecha de última modificación: 30 de Mayo de 2012.

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.

1. INTRODUCCIÓN.

La edificación de las iglesias durante el siglo XVI y XVII, en México, fue bajo la dirección de los frailes evangelizadores, los cuales traían consigo los conocimientos de una gran variedad de tratados de construcción arquitectónicos europeos, los cuales, se asume, utilizaron para la construcción de estos edificios tres aspectos fundamentales: el uso de materiales y sistemas constructivos, la distribución espacial, y los aspectos conceptuales y estilísticos de la arquitectura.

El presente trabajo aborda la problemática constructiva de un inmueble en particular, la actual Parroquia de San Juan Bautista, ubicada en la localidad de Tiripetío, Michoacán, México, en la cual se presentan fallas constructivas en los contrafuertes, que son elementos estructurales necesarios para mantener la adecuada estabilidad del edificio, ya sea reaccionando ante cargas muertas, asentamientos por falla del terreno de cimentación ó por cargas accidentales, como sismos (principalmente) o viento. Ante esta problemática, para mantener funcionando en forma segura la edificación, se consideró realizar una adecuada restauración a los contrafuertes, por lo que se procedió a analizar en forma teórica las posibles causas, efectos y soluciones, comparándolas con los tratados en boga en la época, con la finalidad de proceder a la reparación y restauración del edificio.

Para explicar los daños a los contrafuertes se plantearon dos hipótesis: La primera considera que, debido al desconocimiento constructivo se utilizaron materiales inapropiados en la edificación. En la segunda, se le atribuyen los daños a fuerzas accidentales tales como sismos, hundimientos diferenciales en el terreno o viento; también a la acción de cargas concentradas o la posible mala intervención del hombre en alguna etapa posterior de reparaciones.

2. ANTECEDENTES HISTÓRICOS DEL INMUEBLE.

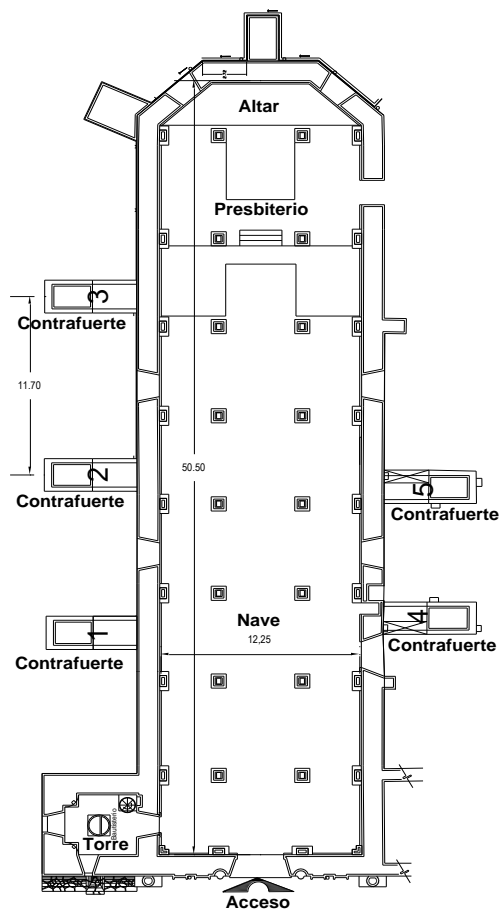


Figura 1. Planta Arquitectónica del Templo de Tiripetío, Michoacán, México

En mayo de 1537, los religiosos agustinos decidieron iniciar la evangelización de la Tierra Caliente, una de las siete regiones geo-económicas que actualmente conforman parte de los estados de Guerrero y Michoacán, en el Occidente de la República Mexicana, situación que aprovechó el conquistador Juan de Alvarado para pedir, por medio del Virrey Antonio de Mendoza, que los misioneros agustinos pasaran a evangelizar los territorios de su encomienda de Tiripetío, pues llegaban cerca de la Tierra Caliente y él les ayudaría en la edificación de la iglesia y el convento. Para esta misión evangelizadora fueron nombrados los padres fray Juan de San Román y fray Diego de Chávez y Alvarado, sobrino del encomendero. De esta manera salieron los religiosos de México el 22 de mayo y arribaron al pueblo el 12 de junio de 1537.

Los padres San Román y Chávez comenzaron su labor trazando, construyendo y planeando el pueblo y la construcción de un convento que les sirviera de centro doctrinal. Su primera edificación fue una choza de adobe a manera de iglesia donde se guardaba el Santísimo Sacramento, y tras la construcción de esta obra, se dieron a la tarea de enseñar la doctrina a la vez que ellos aprendían el idioma de los naturales.

Igual que muchos de los pueblos fundados o reorganizados por frailes, la planeación del nuevo

pueblo de Tiripetío corrió a cargo de los religiosos, pero como caso poco común, los frailes fueron auxiliados por un grupo de oficiales españoles que residían en México y que habían sido traídos por el encomendero. Éstos llegaron al pueblo el mismo año de 1537, y adiestraron a los indígenas y los mismos frailes en los trabajos de cantería y herrería para las grandes construcciones que ahí se realizaban.

A partir del año 1543, el padre Diego de Chávez comenzó a edificar un nuevo convento más grande, cómodo y a su entero gusto, pues el primero lo había edificado el padre San Román. El convento representa una completa innovación en cuanto a la tradición constructiva que a conventos se refiere, no sólo entre la orden Agustina, sino también en toda la Nueva España, pues el carecer de un patio central generaba un modelo arquitectónico completamente nuevo que no respetaba los patrones tradicionales

El templo de Tiripetío comenzó a edificarse a mediados de 1538, casi un año después de que los frailes llegaron al pueblo y se terminó hacia 1548. Este edificio fue construido con una planta sencilla, de una sola nave con el ábside en forma trapezoidal. Las crónicas mencionan que la fachada del templo era una de las más hermosas que se habían construido no sólo en el obispado de Michoacán, sino en la Nueva España entera. La techumbre, de media tijera, era a base de madera sobre la que descansaba una cubierta de teja a dos aguas. Un techo aparente lo constituía una elaborada y bien trabajada cubierta de madera, toda una forma de delicados y coloridos artesones, que hacían de este templo algo único. En el interior de la iglesia se

levantan dos corredores de arcos torales que servían como división para los fieles tratando de dar una apariencia basilical, quizá con la idea de imitar las basílicas de los primeros siglos del cristianismo. Este templo no sobrevivió al tiempo, pues en el año de 1640, cuando uno de los indios iba a llamar a maitines, la antorcha con que se iluminaba incendió la estructura de madera del coro, destruyéndose para siempre la referida grandeza. Con este siniestro el fastuoso templo de Tiripetío perdió su decoración, su fachada y hasta sus dimensiones re-edificándose con más austeridad, tal como lo vemos en la actualidad. Esta reconstrucción terminó hacia 1650.

En el mes de noviembre de 1540 se realizó el capítulo provincial de los agustinos en la ciudad de México, y dentro de las resoluciones tomadas allí, se decidió crear un centro de estudios mayores de Artes y Tecnología. Por esos años, Tiripetío tenía fama dentro de la orden por ser un modelo a seguir en lo que se refería a la fundación de un pueblo y la evangelización de los naturales, sin contar con lo rápido que había sido la edificación completa del convento. Como el pueblo y la comunidad de Tiripetío resultaban un magnífico ejemplo de la labor que deberían desarrollar los frailes, se eligió a este lugar como sede del primer Centro de Estudios Agustinos en el Nuevo Mundo. Los estudios que se impartieron en Tiripetío a partir de 1540-1541 poseían las características de la enseñanza que se impartía en las universidades españolas.

La labor de los frailes agustinos no se limitaba al aspecto meramente espiritual, pues apoyados por el encomendero, también se preocuparon por llevar a los indios de Tiripetío el conocimiento de técnicas artesanales, para que trabajaran todos los materiales existentes localmente a las maneras española e indígena.

Como se puede observar en esta reseña histórica del pueblo de Tiripetío, los conocimientos técnico constructivos de la edificación europea fueron impartidos y divulgados en este centro de enseñanza, lo que indica que los contenidos sobre edificación contenidos en los antiguos tratados europeos estuvieron presentes durante la edificación de este edificio, razón por la cual el planteamiento hipotético de una mala ejecución constructiva, podría tener pocas posibilidades de ser la causa de la falla estructural del sistema de contrafuertes existente en el inmueble.

3. EL CASO DE ESTUDIO.

3.1 Descripción arquitectónica.

El templo de la Parroquia de San Juan Bautista de Tiripetío consta de una sola planta a manera de nave basilical. Sus dimensiones son de 53.50 m de longitud por 15.30 m de ancho en medidas exteriores. Actualmente en su interior se encuentran 16 columnas de madera de 30 cm x 50 cm de sección transversal, por 10.50 m de altura; éstas se encuentran apoyadas sobre bases de cantería labrada. Las columnas son los apoyos centrales de la cubierta del edificio, ver Figura 1.

Los muros son de mampostería de piedra volcánica asentada con arcilla y morteros de cal, su espesor es de 1.54 m en promedio y 1.72 m incluyendo la pilastra, con una altura de 10.50 m. Su cubierta es a base de estructura de madera de media tijera y caballete, con cubierta de teja de barro rojo recocido.



Figura 2. Fachada principal del templo de Tiripetío, Michoacán, México.

La fachada de estilo barroco está compuesta de un acceso central de arco de medio punto y en el cuerpo superior un óculo que sirve como iluminación al coro de la iglesia y a la nave propia, ver fotografía en Figura 2. Sobre sus fachadas laterales se desplantan los elementos de los contrafuertes en cuestión; en la fachada sur, tres de ellos y dos sobre la fachada norte, esto debido a que en el lugar del tercer contrafuerte de esta fachada se encuentra la casa cural, motivo por el cual no ejecutó su construcción.

3.2 Patología: Alteraciones y deterioros.

El inmueble ha presentado, en términos generales, alteraciones y deterioros comunes por la falta de mantenimiento y la poca conservación, deterioros como la disgregación de juntas, la exfoliación o decapamiento de la piedra, pátinas o suciedad, manchas por escurrimiento y pérdidas de aplanados a causa de los agentes físico-biológico-naturales, deterioros comunes que se encuentran en la gran mayoría de nuestros inmuebles patrimonio de la humanidad, los cuales no presentan mayor complejidad en su restauración.

Sin embargo existía un deterioro preocupante en el momento de abordar la restauración de este templo: la fractura de los cinco contrafuertes en áreas críticas de su trabajo estructural, localizados en las aristas de los brazos superiores y en los arranques del arco en el cuerpo inferior.

El diseño de los contrafuertes se puede considerar como austero; están compuestos por dos cuerpos de fábrica sencilla, un cuerpo inferior compuesto de un macizo rectangular de secciones 2.15 m de ancho por 2.51 m de largo y una altura de 4.60 m, el cual se conecta con la estructura de los muros por medio de un arco rebajado de 2.75 m de longitud. El segundo cuerpo corresponde al brazo de secciones 1.60 m de ancho con un peralte de 1.20 m y un largo de 7.20 m, medida superior, que se encuentra de manera diagonal apoyado sobre un macizo en la parte inferior y sobre el muro en la parte superior, Figura 3.

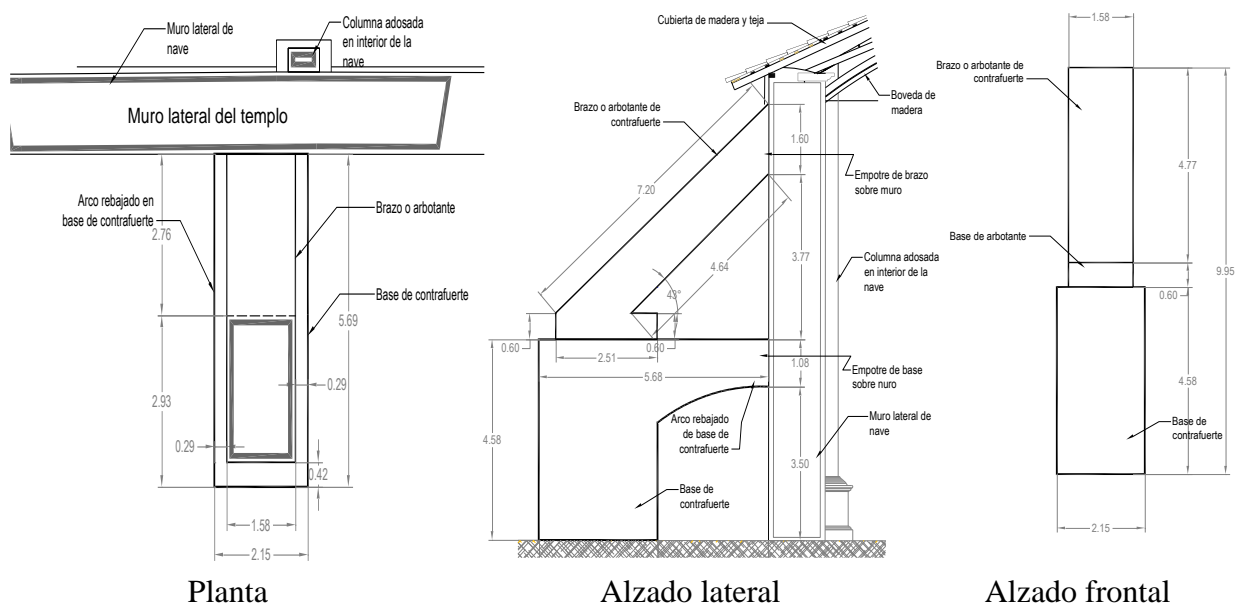


Figura 3. Levantamiento arquitectónico del diseño actual de los contrafuertes de la estructura del Templo de Tiripetío, Michoacán, México.

Los deterioros que se presentaban en estos cinco elementos consistían en fracturas en el área de cortante crítico de ambos elementos, Figura 4, todos en la misma posición, por lo que su intervención resultaba imperante en las acciones de intervención. No se conocen las causas ni fechas en las que se presentaron estos deterioros y en la memoria de la comunidad no tienen referencias de en qué tiempo se suscitó este deterioro.

Es común y de costumbre que en nuestras comunidades étnicas michoacanas, el mantenimiento y la conservación de estos inmuebles estén a cargo de los denominados “semaneros”, personas, grupos o comités de la propia comunidad que se encargan del templo por el lapso de tiempo de un año, tiempo en que este personal realiza las actividades de mantenimiento e intervenciones necesarias para su conservación. En este caso en particular la comunidad implementó dos acciones: la primera, al observar las fracturas de los contrafuertes y por el temor de que estos colapsaran, se rellenaron los vanos interiores con mampostería de piedra volcánica; la segunda acción fue realizada en la cubierta del templo en la cual con la finalidad de disminuir costos, material y mano de obra en su mantenimiento, la estructura de madera fue sustituida por un estructura metálica.

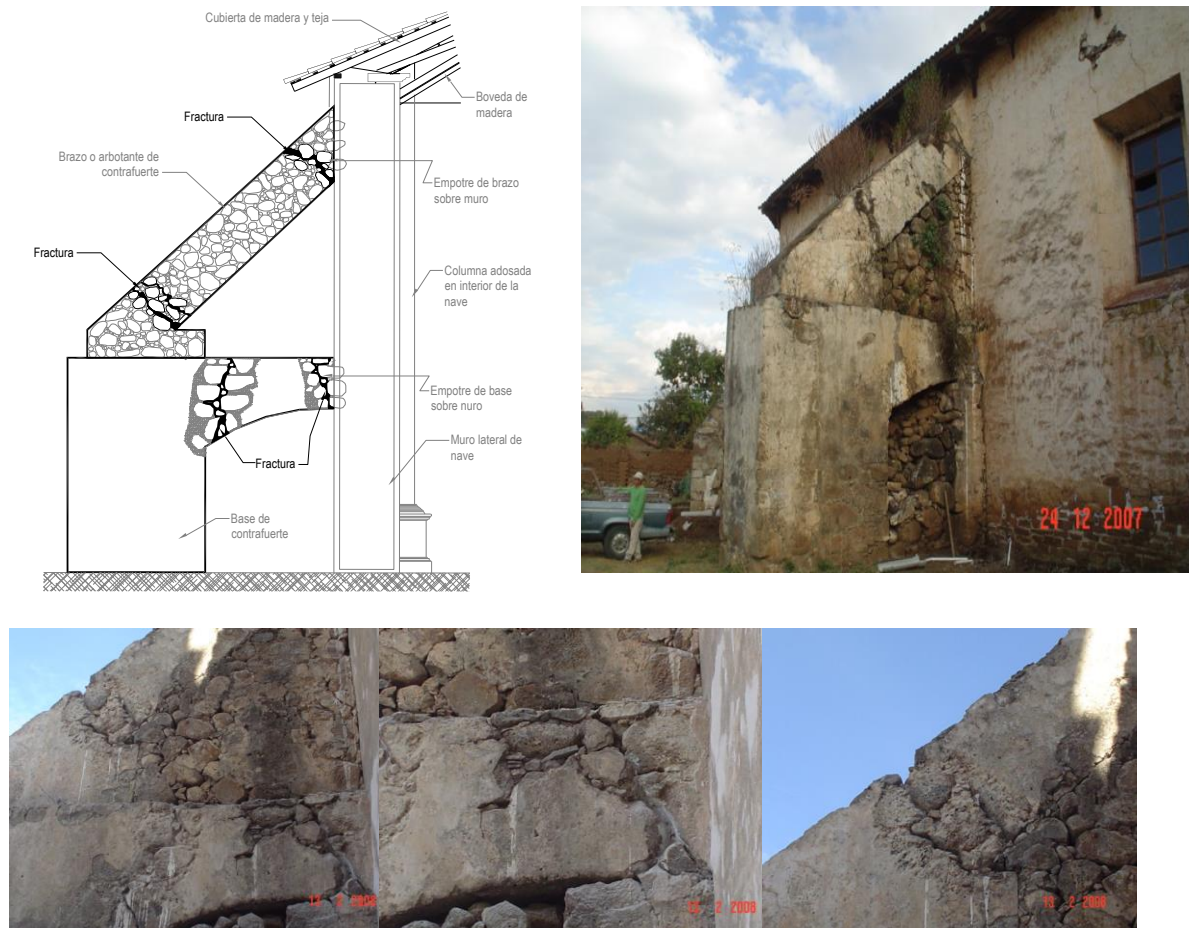


Figura 4. Levantamiento de daños y deterioros de los contrafuertes de la estructura del templo de Tiripetío, Michoacán, México.

3.3 Revisión del problema.

Revisión tratadística. El problema se abordó por dos vertientes: la revisión tratadística por cuestiones de diseño, secciones y construcción, así como la revisión estructural, incluyendo cargas accidentales; ambos aspectos con la finalidad de complementarse una con otra y encontrar la causa de origen del problema, para proponer una restauración de los elementos.

En primera instancia, haciendo uso de los tratados de construcción relacionados con estos inmuebles, se realizó la revisión constructiva espacial y conceptual arquitectónica con la finalidad de comprobar si lo establecido en los tratados se había aplicado en la construcción de este templo, ya que como se dijo este es uno de los inmuebles más representativos en el ámbito académico durante el siglo XVI.

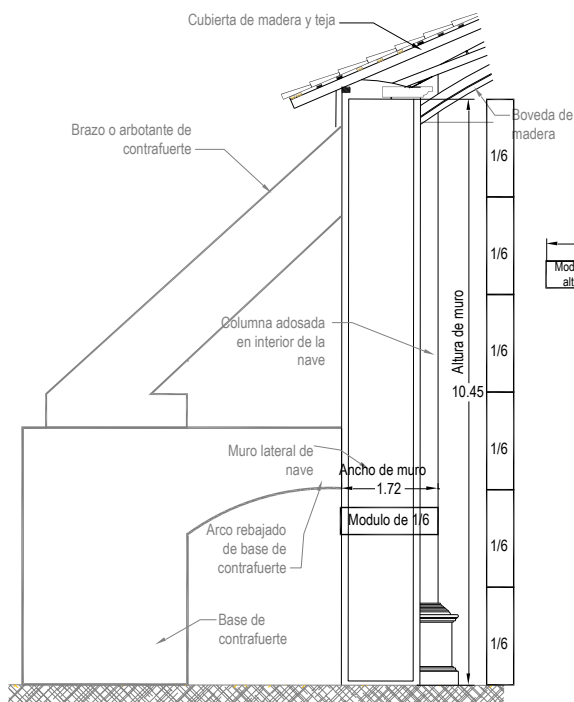
Aunque es difícil de comprobar la aplicación directa de los tratados en este tipo de edificaciones, está comprobado que los elementos estructurales como: los muros, las columnas, las pilastras, los pilares, los contrafuertes, los arcos y las cubiertas, según se organicen estructuralmente, guardan un sistema de relaciones con características propias, que ha permitido que estas estructuras sean estables. Por esta razón es necesario el analizar y confrontar cada elemento del inmueble para corroborar su trazo y proporción en relación con los demás elementos que constituyen al templo, ya que todos estos elementos son establecidos en diseño y construcción en los tratados de la época.

En el caso de los muros se manifiestan dentro de los tratados como uno de los elementos principales en las estructuras de las iglesias conventuales. Algunos autores de tratados, para

establecer el espesor que debe de contemplar un muro cualquiera dentro de estos edificios, dicen que se debe de considerar y tomar como base una parte proporcional del claro interno total de la nave; por otro lado, otros autores de tratados lo relacionan con la altura de la imposta o con elementos portantes, es decir la altura en donde se desplanta el arco o bóveda, o en su caso, la altura de las columnas de apoyo portantes de bóvedas, cúpulas o viguerías, para esta situación podemos citar lo que establecen Vitruvio, Alberti y Fray Lorenzo de San Nicolás, autores europeos y otros como Fray Andrés de San Miguel, también autor europeo que escribe su tratado en la nueva España.

En general, lo establecido por los autores de tratados de construcción en cuanto al equilibrio de altura esbeltez de los muros, no son más que relaciones sobre el ancho que han de tener en proporción con su altura. Fray Lorenzo de San Nicolás, hace referencia al grueso que han de tener los muros de los templos, los cuales, dice, tendrán la tercera parte (1/3) del ancho del templo, teniendo como cubierta bóveda de piedra. Pero si llevan estribos (contrafuertes) los muros, bastará con la sexta parte (1/6) (San Nicolás, 1639). Él escribe también que cualquier pieza o sala que lleve bóveda de piedra, guarda dicha proporción; para las que no lleven bóvedas, se debe de tener diferente grueso de muro, no excediendo la sexta parte (1/6) del ancho del espacio y no rebasando la altura del inmueble en tres niveles; si sobrepasa a más niveles, se indica que será el grueso que le pareciere al constructor (San Nicolás, 1639).

En el mismo tenor, Fray Andrés de San Miguel (San Nicolás, 1639), comenta que según Vitruvio y otros, el espesor de las paredes se toma del grueso de la columna toscana, que es la sexta (1/6) parte de su alto (Béaz Macías, 1969). Fray Andrés, comprende que es correcto sacar el ancho de las paredes de acuerdo al sexto de su altura, como con la columna toscana y no con el ancho del templo, pues la proporción debe ser acorde ancho con alto del muro (Béaz Macías, 1969). Pero para nuestros cuartos, explica Fray Andrés, el grueso de las paredes, debe ser la sexta (1/6) parte del ancho del espacio arquitectónico a edificar, como si se tiene dieciocho pies de ancho, se da de grueso a la pared tres pies. Cuando por alguna razón se quiera dar más grueso a las paredes, se puede exceder en un octavo del grueso del muro y cuando soporten bóvedas en un sexto (Béaz Macías, 1969) (Figura 5).



Según la proporción que indican Vitruvio y Fray Andrés de San Miguel, el ancho del muro deberá ser 1/6 parte de la altura del muro o la altura hasta donde se desplante la bóveda o arcos, en este caso particular tenemos lo siguiente:

Altura de muro: 10.45 m

Ancho de muro, incluyendo columna adosada: 1.74 m

Proporción: $10.45 \text{ m} / 6 = 1.74 \text{ m}$

$1/6$ de la altura = 1.74 m.

(Se cumple).

Figura 5. Proporcionamiento según tratados de Vitruvio para la obtención del ancho de los muros.

León Baptista Alberti, en su libro 7, capítulo 10, recomendaba con base a lo que autores más antiguos determinaban en tratados y a la práctica constructiva que ejercía, que el grosor del muro se determinaba dividiendo la luz total, es decir, el claro total de la nave en nueve partes (1/9) iguales, dándole una de estas proporciones al espesor del muro (León Baptista, 1582) (Figura 6).

Para el caso de estudio, tomando en cuenta lo que Alberti determinaba para la obtención del espesor del muro, se consideraron los siguientes datos para la obtención de la medida que debería de tener el muro, si estuviera bajo estos principios, por lo que se tiene:

Claro (ancho) total de la nave: 12.50 m
 Espesor de muro: 1.40 m
 Proporción según Alberti: $12.50 \text{ m} / 9 = 1.39 \text{ m}$
 $1/9 \text{ del claro} = 1.388 \text{ mts.}$

Por lo anterior, la proporción de este tratado de construcción también podría cumplir con la edificación analizada, por lo que se considera que su construcción si contempló un conocimiento técnico, de esa época, para su edificación.

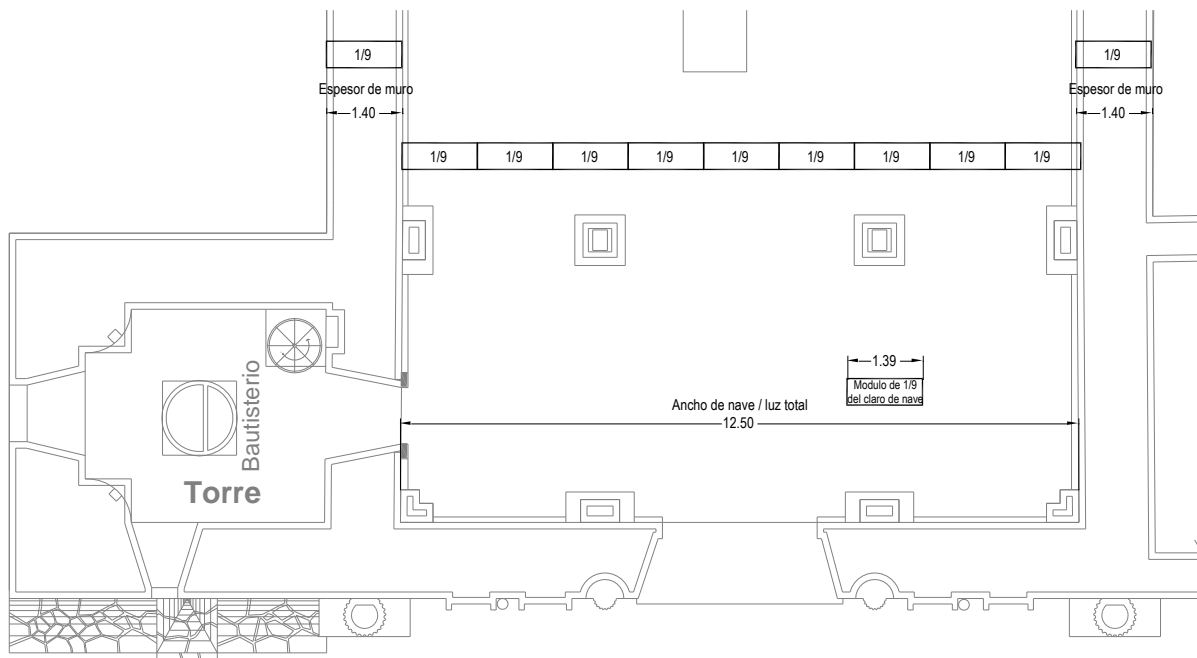


Figura 6. Proporcionamiento según tratado de Alberti para obtención del ancho de los muros

En el mismo tenor de verificar el espesor de los muros, se encuentra cómo varios autores de tratados de construcción de la época, proporcionan conceptos muy similares a los expuestos anteriormente, la mayoría teniendo como base alguna proporción de los elementos que integran el inmueble, y considerando las características particulares de los diversos edificios que compone el género arquitectónico religioso, tal es el Caso de Simón García (Bonet Correa, 1979). quien considera el caso de las iglesias de tres naves, para la cual dictamina que debe de considerarse el claro total de la nave y proporcionarla en ocho partes (1/8), dando dos (2/8) a la nave mayor, dos (2/8) a los dos pilares y dos y medio (2.5/8) a las dos naves colaterales, y en el caso de no llevar capillas laterales, asignar sólo una parte (1/8) para las paredes y pilares de los lados.

Gil de Hontañón, otro autor de tratados de construcción del siglo XVIII, considera el grosor del muro como un cuarto (1/4) del claro de la nave (Kubler, 1982), que de manera muy similar se asemeja a lo que establece Fray Andrés de San Miguel, haciendo referencia a lo que consideran otros tratadistas; menciona que partiendo del ancho total propuesto para la iglesia,

el grueso de los muros que no lleven estribos ocupará tanto como la mitad del área (Báez Macías, 1969). Lorenzo de San Nicolás, con respecto a las bóvedas de piedra, considera que los muros sin apoyo o contrafuertes, deben totalizar $1/3$ del espacio interior de la bóveda (San Nicolás, 1989).

Otros tratadistas definen la profundidad del contrafuerte o estribo como una parte proporcional del ancho total del templo. Esta viene a ser una parte proporcional de la luz (claro total de la nave)¹ como dice Fray Andrés de San Miguel, retomando a otros tratadistas, al referirse al grosor de muros, estribos y pilastras, y establece que el ancho total de la iglesia se divida en once partes, dando al grueso de la pared dos partes (incluye pilastra y estribo) y como segunda opción se puede considerar dividir ésta en cuatro o cinco partes, dando una parte al grueso de la pared, siempre y cuando lo demás se parta entre pilastra y estribo; en el caso de que el material de las mezclas sea pobre o por otra razón se le deba dar más grueso a las paredes, se debe exceder de una octava parte del grueso de la pared, y añadiendo a los bajos de la bóveda una sexta parte (Báez Mecías, 1969).

Lorenzo de San Nicolás, con respecto a las naves que se construyan con estribos, establece que la longitud de éstos será de $1/6$ de la luz, dando otro sexto al grosor del muro, haciendo un total de $1/3$ de la luz y su grueso será de $2/3$ del grueso de la pared. Así mismo la distancia que ha de haber entre uno y otro ha de ser la mitad del ancho de la iglesia, quitando de este espacio los gruesos de ellos mismos. En el caso de que la nave tuviera capillas laterales, los estribos tendrán de longitud el fondo de ésta. En el caso de estudio, el inmueble no presenta estribos en su edificación, sino contrafuertes botareles, por lo que esta acción es más apegada al proporcionamiento de los muros ya establecidos (San Nicolás, 1989).

Los pilares y las columnas de la iglesia están relacionados con las normas que se establecen para los templos que no tienen capillas laterales o las de tres naves. El orden usado para las columnas según observaciones, es el Toscano. Para determinar su sección, Simón García los establece proporcionalmente a la medida total del templo, lo que se relaciona directamente con la luz o claro, como se mencionó para la determinación del espesor de los muros para iglesias de tres naves. Vitrubio, para la altura de las columnas, dice que debe de ser de seis partes para el fuste y una séptima parte para la basa y el capitel. Con respecto a la altura de las pilastras, Fray Lorenzo de San Nicolás establece que éstas deben de tener las mismas proporciones que las columnas y su relieve, por regla general, ha de ser la doceava parte de su ancho. También menciona que si la pilastra estuviera acompañada con contrapilastra y traspilastra, podrá adelgazar más su espesor y aumentar en estos casos la altura de la columna de ocho a nueve o diez partes (San Nicolás, 1989).

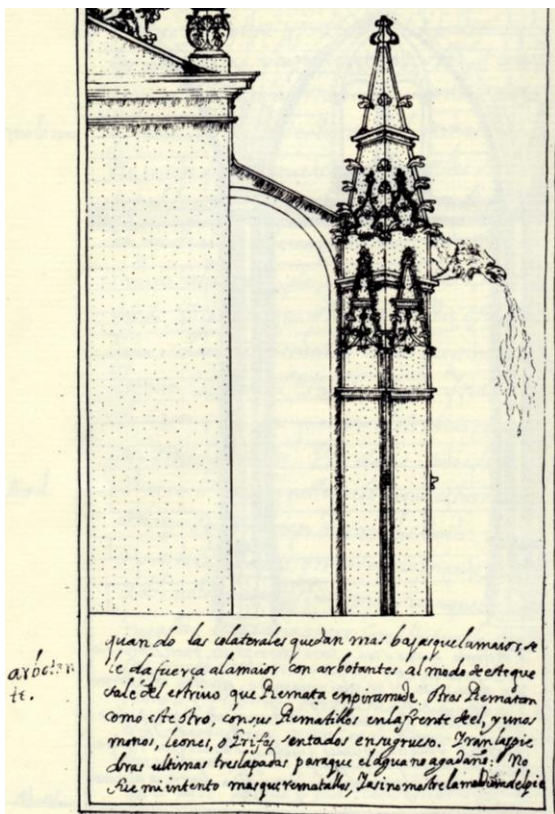
Analizado lo anterior, se puede corroborar que según lo establecido en diferentes tratados de construcción, el espesor del muro de la Iglesia de Tiripetío, se ajusta a los proporcionamientos establecidos en ellos, contemplando pequeñas variaciones que no ponen en duda la aplicación de un conocimiento constructivo de la época de su edificación, obtenida a través del conocimiento de estas obras literarias.

En la mayoría de los tratados consultados, las disposiciones son considerando edificios con cubiertas de bóveda; sin embargo, aplicando estas normas tratadistas en caso de estudio se observa que, en términos generales, el espesor del muro se acerca a lo establecido en varios tratados, obteniendo como resultado que, conforme lo determina Alberti, una novena parte del claro corresponde a 1.39 m, mientras que el espesor real que contemplan los muros es de 1.40 m, obteniendo así una aproximación a una novena ($1/9$) parte del claro de la nave. De la

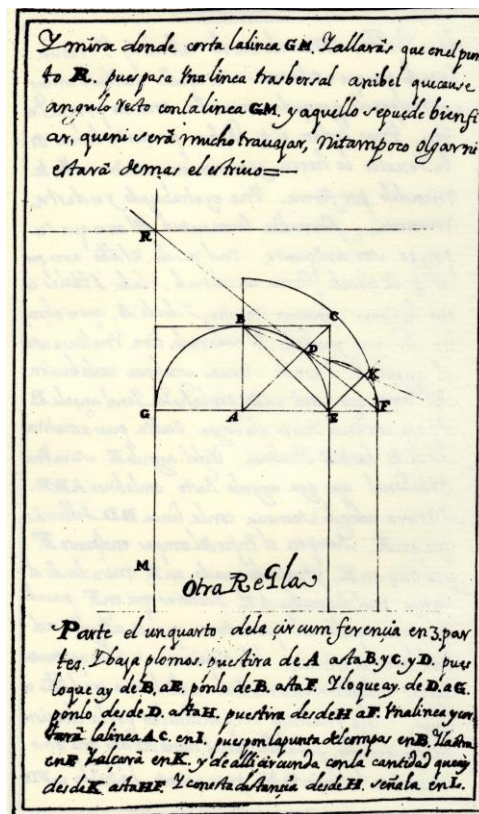
¹ Simón García (1681), considera que de sus propuestas para definir el estribo en el corte de un templo en todos los casos "...el ancho del estribo queda marcado en la horizontal que representa al plano teórico de arranque de la bóveda, lo define la intersección con la diagonal trazada desde el punto más alto del estradós hasta uno de los vértices que forma el muro con el suelo. El ancho definido del interior del templo se transporta con el compás hasta el exterior por medio de un semicírculo que tiene como radio el ancho del estribo, y como centro, el punto de intersección entre muro y el plano de arranque de la bóveda." También propone que se puede calcular el estribo para una altura mayor de bóveda o de muro por regla de tres.

misma manera Vitruvio y Fray Andrés de San Miguel, coinciden que el espesor debe de estar proporcionado con la relación de altura esbeltez, obteniéndose como resultado que, en este caso, la sexta parte (1/6) de la altura del muro corresponde a la proporción de 1.74 m y el espesor real del muro, considerando las columnas adosadas, es de 1.72 m, disposición que en el caso de la parroquia de Tiripetío, se cumple con una mínima diferencia. (Figura 5)

En relación a los contrafuertes, al igual que en el espesor de los muros y el claro de la nave, se realizaron las diversas revisiones de los contenidos de los tratados, encontrando diferentes recomendaciones y maneras de proporcionar el ancho que debía contemplar estos elementos estructurales. Simón García, por su parte, establece que para los casos de las iglesias de una nave con capillas laterales, se toma el ancho total del sitio, partiéndolo en cuatro partes, dando dos al ancho de la nave y dos a los dos lados de pilares y contrafuertes, haciendo, entre pilar y pilar, capillas (Bonet Correa, 1979). También él relaciona el alto total de la nave, incluyendo el espesor de la bóveda, y la altura de la imposta con respecto al claro; en otras palabras, la altura a partir de la cual se desplanta la bóveda o arco con respecto al claro total del inmueble. Antonio Bonet Correa y Carlos Chanfón Olmos, explican el trazo a partir del radio de la bóveda de cañón corrido con arcos fajones de medio punto. También lo definen considerando el espesor de la bóveda y la altura de la imposta, siendo importante la flecha de la bóveda con respecto al claro.



Regla para el trazo de un arbotante en una iglesia de una sola nave, Folio 21r



Regla y trazo geométrico para el diseño de un estribo en los muros de una iglesia, folio 59r

Figura 7. Folios extraídos del manuscrito de Simón García, Compendio de arquitectura y simetría de los templos, 1681

De igual manera explican la definición de los estribos considerando la altura del templo, incluyendo el espesor de la bóveda, que se calcula de acuerdo al ancho del claro de la misma, (Figura 7) (Bonet Correa, 1979). Por lo anterior, se debe de entender que las dimensiones del

contrafuerte deben obtenerse por medio de trazos geométricos y proporciones, tomando como base el claro total de la nave así como la altura de sus apoyos estructurales.

En este caso de estudio se encuentra que, en general, la especificación de la geometría de los estribos o contrafuertes está más relacionada con aquellos de los conventos tradicionales del siglo XVI; sin embargo, esta construcción sufrió muchas modificaciones en su esquema espacial y por ende en su sistema constructivo, lo que se observa en el dimensionamiento de la iglesia y de los contrafuertes, donde seguramente se retomó lo dicho por Simón García dividiendo el ancho total del inmueble en cuatro (4) y dando dos partes a la nave y una a cada contrafuerte (Figura 8).

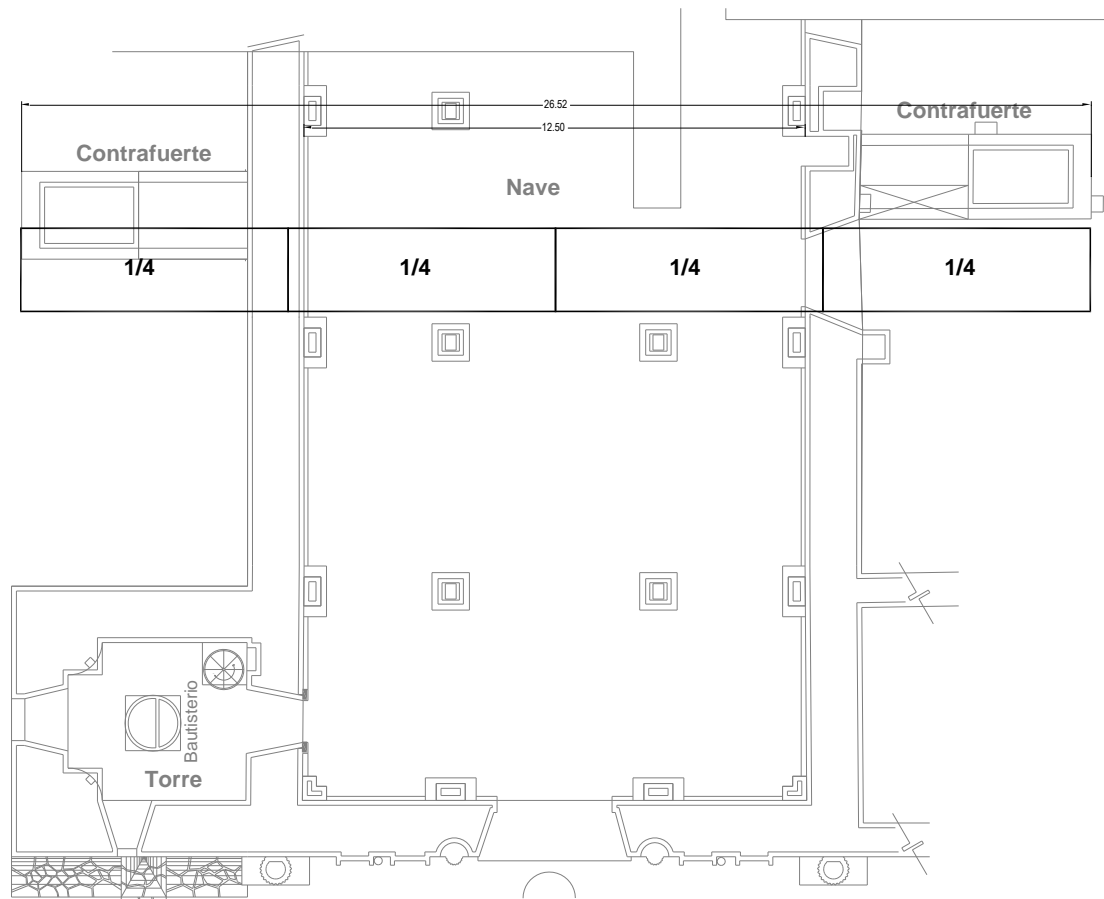
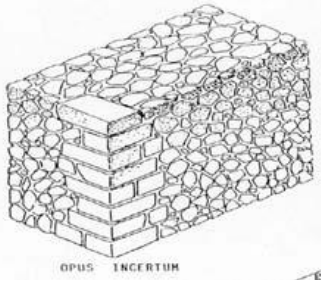


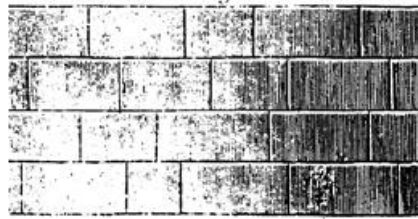
Figura 8. Proporcionamiento según tratado de Simón García para la obtención del ancho de los muros.

Para el caso del sistema constructivo utilizado para la edificación de los contrafuertes, que en este caso son de mampostería irregular a base de piedra volcánica y juntas de mortero de cal-arena, los tratados analizados ilustran diferentes tipos de mamposterías; el texto de Marco Vitruvio Polión, contiene varios sistemas constructivos concernientes, como el *reticulado*, el *incierto*, el *isódomum*, el *pseudo-isódomum* y el *emplecton* (Vitruvio Polión, 1787). Teniendo al incierto, como base constructiva para la mampostería de nuestro caso de estudio, Vitruvio, señala a la mampostería incierta (*incertum*), como un muro de dos paramentos hechos con piedras, es decir buscando que las caras del elemento contemplen un careo que permitan un aparejo, con un vacío en el medio de la pared entre las piedras de las caras, que se llenará con piedra irregulares ordinarias de buen tamaño, recomendando que las piedras de relleno sean arregladas (cuatrapeadas), no perdidas, y que éstas generen el menor espacio posible entre cada una (Vitruvio Polión, 1787) (Figura 9).



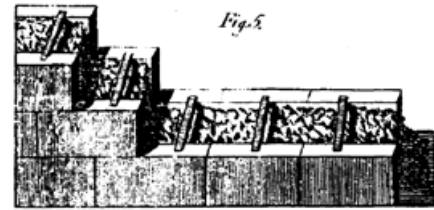
Muro Incierto.

Fuente: Marco Vitruvio Polión, *op. cit.*, lámina 4



Muro Isódomo.

Fuente: Marco Vitruvio Polión, *op. cit.*, lámina 4.



Muro emplecto, romano.

Fuente: Marco Vitruvio Polión, *op. cit.*, lámina 4.

Figura 9. Tipos de muros especificados en el tratado de Marco Vitruvio Polion “Los Diez Libros de la Arquitectura”

Continuando con otro tratadista de arquitectura y construcción, Alberti León Baptista, él no se adentra demasiado en la descripción de los géneros para mamposterías de muros, enfocándose a tres: el reticulado, el ordinario y el incierto, siendo el último el que se apega a lo construido en el inmueble de estudio; se describe al muro incierto como el elaborado con piedras irregulares, apegándose cada uno de sus lados, cuando sus líneas o vértices lo permitan, a los lados de las piedras continuas (León Baptista, 1582). Esta descripción que se apega a lo que debería ser el sistema constructivo de la mampostería del caso en estudio.

Para la edificación de mamposterías, Fray Lorenzo de San Nicolás comenta que pueden ser de cuatro formas: de cantería, de mampostería con pilares de ladrillo, o todo de ladrillo, o de pilares de ladrillo con tapias de tierra. Si el inmueble es con muros de cantería, como es el caso del inmueble en estudio, la mampostería será un cuerpo. Atendiendo no sólo a los paramentos interiores y exteriores, se harán de tres cuerpos: los dos paramentos y el núcleo. A esto Vitruvio, lo llama “de tres costras”, que en este tipo de mamposterías para que sean seguras, se pueden colocar piedras que abracen a los dos paramentos, que los griegos llamaron *diatonus*, que son lo que se llaman tizones, los cuales se deben de colocar tanto en la obra de sillería como en la de mampostería de cantería, para que su espesor atravesase o encaje en los dos paramentos y den firmeza al muro. El restante de en medio del muro, se llenará con ripios y mortero de cal, teniendo especial cuidado en generar la menor cantidad de juntas y cuidar el entrelazado de cada piedra (San Nicolás, 1639). La obra de Benito Bails, ya del siglo XIX, sobre la mampostería, comenta que todo inmueble hay tres tipos de mamposterías para muros y otros elementos, las de las fachadas, las divisorias que separan los principales aposentos del edificio y las medianeras que están entre dos edificaciones. Para las partes principales de toda pared, tipos de mamposterías y su construcción, los rellenos entre los dos paramentos, la colocación de piezas a tizón y de elementos que hacen ángulo con el muro, Bails, cita textualmente al pie de la letra, las descripciones y recomendaciones constructivas de tratadistas ya relatados en los párrafos anteriores como Vitruvio, Alberti, Fray Lorenzo y Palladio (Bails, 1796)

De los tratados revisados en cuanto a sistemas constructivos para mamposterías, se muestran elementos que hacen referencia al elemento en estudio, en cuanto a los que conforman la base y el brazo o botarel de piedra irregular de piedra volcánica.

La disposición de la mampostería de piedra irregular, se ve reflejada desde el tratado de Vitruvio, conformada con dos paramentos y núcleo de relleno, teniendo poca evolución sus sistemas constructivos en referencia con los demás autores analizados, todos describen en forma muy similar las recomendaciones prácticas para el desplante de los paramentos, el tipo de relleno y la inserción de piedras de enlace o unión: es más bien una interpretación o

adaptación de cada autor de lo descrito por Vitruvio en su tratado. Por otra parte la obra de Bails, abarca una descripción, más puntual sobre el procedimiento constructivo para la construcción de mamposterías, ya sea en muros u otros elementos.

Con base en lo anterior, y analizando los elementos de estudio, se observa que durante la edificación de los contrafuertes, no se cuidaron las recomendaciones emitidas por los tratados, ya que una vez expuesta la mampostería se observa que en grandes secciones no existen los cuatrapeos correspondientes, también es notorio como el relleno utilizado en sus cuerpos, son de mampuestos de pequeña dimensión y en algunos caso incluso de canto rodado.

4. RESULTADOS DE LA REVISIÓN ESTRUCTURAL CONTEMPORÁNEA.

Para la segunda vertiente en la revisión de este caso de estudio, haciendo uso de los métodos actuales de cálculo estructural, se realizó una revisión del inmueble, con base en el planteamiento de tres posibles hipótesis de la causa de las fallas en los contrafuertes. La primera, centraba la causa de origen de la falla en un posible asentamiento diferencial en el inmueble ya que además de los contrafuertes, las fachadas norte y sur presentaban fracturas en el núcleo de la mampostería, por lo que la posibilidad de hundimiento diferencial daba respuesta a estos deterioros, ya que ante los esfuerzos a tensión que pudieron haber tenido los elementos de mampostería, se habrían manifestado fracturas en sus juntas, en virtud de que ante esfuerzos de tensión la mampostería es inoperante.

Para la comprobación o descarte de esta hipótesis, se realizaron calas en el terreno de desplante para determinar los niveles de la cimentación, tanto de los muros como del elemento del contrafuerte. Así mismo se realizaron estudios de Mecánica de Suelos para la obtención de diversos parámetros característicos del suelo del lugar, entre ellos su clasificación según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y la fatiga del terreno de desplante a compresión. Los resultados descartaron la hipótesis de que las fracturas de los contrafuertes pudieran deberse a asentamientos diferenciales entre el cuerpo de la nave y estos elementos fracturados en estudio. La clasificación del suelo fue un CL (arcilla inorgánica de media compresibilidad). Los niveles de desplante de la cimentación se encontraban, en promedio a 2.60 m de profundidad y la capacidad de carga del terreno, a ese nivel, fue de 5.60 ton/m², determinado con un factor de seguridad de 3.00, según la teoría de Terzaghi, estando por arriba de la carga máxima real en la estructura de 2.20 ton/m².

En el caso del análisis estructural de los contrafuertes de la fachada norte del templo, se realizó bajo la consideración de que el núcleo que confina el botarel o brazo y el elemento inferior de arco rebajado, únicamente trabajarán cuando haya una falla en el sistema constructivo, por fuerza cortante. Bajo esta óptica, se partió de la apreciación de una falla constructiva de origen, donde a la mampostería que conforma el botarel o brazo, se le somete a un esfuerzo de tensión en sus extremos, situación de comportamiento mecánico inadecuado para el material de fábrica, ya que, generalmente, en los sistemas constructivos de mampostería, ésta presenta resistencia mínima a esfuerzos de flexión y de tensión. Se observó que la falla que se manifiesta en los extremos del elemento del botarel, que a su vez funciona como platabanda, se encuentra en los puntos críticos de mayor cortante, ante los esfuerzos que se ejercen en él; de la misma manera, es, en estos mismos puntos, donde el núcleo central proporciona el apoyo requerido para impedir la falla total del elemento.

Como parte de la revisión general en conjunto al inmueble, se analizó de manera particular el comportamiento estructural de diversos elementos del inmueble, como el caso de cubierta, muros, columnas, etc., y su trabajo en relación a los contrafuertes; se determinó que estos elementos reciben y contrarrestan, en forma estable, los esfuerzos producidos por la estructura de la cubierta. Para el desarrollo de esta revisión se tomaron en cuenta dos aspectos o

alteraciones que se le habían hecho al inmueble: la primera, el cambio de la estructura de madera por estructura metálica con la cual se contemplaba la posibilidad de que al dejar de tener articulaciones en cada elemento de madera que transmitía cargas a los muros, fueran estas rígidas y concentradas por la estructura metálica, lo que ocasionaría empujes diferenciales sobre los muros. Y la segunda, el relleno de mampostería en los vanos del contrafuerte, el cual por su propio peso ejercía un esfuerzo en los muros hacia el interior de la iglesia, lo que ocasionaría un empuje en sentido opuesto al ejercido por la cubierta.

Para poder confirmar o desechar estas hipótesis se realizaron revisiones por torsión, interacción de la estructura / muros de apoyo, revisión por giro o desplazamiento y revisión por flexión del botarel o brazo; análisis que permitirían ver el comportamiento estructural del inmueble y contrafuertes y obtener los resultados necesarios que permitieran encontrar la causa de origen de estas fallas. Concretamente se presentan de manera breve los resultados obtenidos en estos análisis:

Revisión por torsión del edificio.- En este caso se encontró, en la revisión de centroides, la relativa simetría en planta, donde la variación del Centro de Gravedad y el Centro de Rigidez es del orden del 2%, lo cual no incide para que el efecto de cargas dinámicas por torsión sean determinantes para afectar a los contrafuertes.

Interacción estructura/muros de apoyo.- En este caso se encontró en la nave una marcada relación de esbeltez 3:1, presentándose la singularidad de encontrarse al interior, columnas de madera, con una marcada relación de esbeltez, interactuando con la estructura de cubierta (9:1), donde se observa que la componente horizontal sobre el muro se acentúa por este factor de esbeltez. También se encontró que la componente horizontal resultante de la bóveda de madera sobre el muro es mínima, $W_c = 384 \text{ kg/m}^2$, por lo que el efecto de coceo no se considera influyente para la falla que se acusa en los contrafuertes.

Revisión por giro o torsión en los contrafuertes.- En esta revisión los resultados dieron negativos, no existe deslizamiento, giro o torsión en el elemento, por lo que se garantiza que la falla no es por esta causa. En esta revisión se observó que, en la mampostería que conforma a estos elementos no existen esfuerzos a tensión y que la falla presente se da por la presencia de una articulación, por cambio de dirección, con la hipótesis que no se presentan giros ni desplazamientos, es decir que es estable estructuralmente, por lo que la falla observada obedece a una nula resistencia a la flexión y a la concentración de cargas en las juntas de mortero ante un soporte estable.

5. ESTADO DEL EDIFICIO Y PROCESO DE RESTAURACIÓN DE LOS CONTRAFUERTE.

Se presentan fotografías del estado del edificio, antes de iniciar la restauración, así como del proceso de re-estructuración de los contrafuertes.



Figura 10. Contrafuertes fracturados.



Figura 11. Colocación de andamios para la restauración de los botareles



Figura 12. Cimentación de contrafuerte.



13. Proceso de restauración de los contrafuertes



Figura 14. Restauración de botareles.



Figura 15. Contrafuertes restaurados

4. DISCUSIÓN.

En términos generales la revisión estructural de los elementos que integran el contrafuerte, para determinar su patología, arroja como resultado que la falla estructural existente en estos corresponde a dos aspectos:

En el primero, se presentan esfuerzos de flexión en el elemento que por la naturaleza y sistema constructivos de los materiales son totalmente inadecuados para resistir este esfuerzo. La mampostería junteada (adherida) con arcilla puede ser adecuada para trabajar a compresión, no así para otros esfuerzos como los de flexión a los cuales están sometidos los contrafuertes, en el caso que nos ocupa.

En el segundo, las cargas caen todas en el núcleo central del contrafuerte, no habiendo por este efecto esfuerzos que desestabilicen el sistema, es decir el partido estructural presente acusa por peso propio condiciones de estabilidad por giro y desplazamiento, condiciones de revisión que determinan que la falla del contrafuerte se debe a deficiencias constructivas y, en parte, a una inadecuada concepción estructural de su trabajo dentro del conjunto presente. Posiblemente los contrafuertes fueron adheridos al cuerpo del templo, en fecha posterior a la construcción de éste. Además, las características constructivas son de baja calidad. El material pétreo con el cual fueron construidos los contrafuertes no contempla las características óptimas para ser utilizados como mampostería, ya que en un 60% estas rocas miden menos de 30 cm de diámetro, es decir que son piezas muy pequeñas; por otro lado los cantos de este material son boleados, se encontraron también cavidades en el núcleo del elemento y juntas muy anchas, debilitando el contrafuerte, al tener grandes proporciones de relleno de arcilla como elemento de unión.

Se considera que estos dos factores son, de manera primordial, los causantes de las fallas estructurales que se presentan de manera similar en cada uno de los contrafuertes.

Como se observa, con los resultados obtenidos en la revisión, se comprueba cómo el inmueble obedece, arquitectónicamente, a la intención de aplicación de las normas tratadísticas de la época de su construcción; por otro lado la revisión estructural con métodos contemporáneos confirma que se tiene una adecuada estabilidad estructural, por lo que los conocimientos constructivos de esta época pueden considerarse como aceptables y viables para su aplicación.

5. CONCLUSIÓN.

El tipo de terreno de desplante encontrado, arcilla de mediana compresibilidad, las calas realizadas en el terreno de desplante para verificar los niveles reales de la cimentación y nivelaciones diferenciales en el edificio y terreno, acusan y sugieren descartar la existencia de asentamientos diferenciales, que pudieran haber provocado las fracturas en los contrafuertes.

La conclusión para el caso de la falla por fractura en los puntos de cortante crítico de los contrafuertes, se estima, no es debido ni a un mal diseño, ni a una mala aplicación de los conocimientos vertidos en los tratados antiguos; más bien se deben, primordialmente, a la deficiencia de un criterio de selección en los materiales a utilizar en la construcción; esto debido seguramente a que muchas de las obras eran encargadas por los frailes, pero construidas por los lugareños indígenas, por lo cual los criterios para la selección de los materiales a utilizar en un sistema constructivo, nuevo para ellos, hacían que cometieran errores constructivos, refiriéndose a la utilización, como ya se mencionó, de rocas naturales de pequeñas dimensiones, de textura lisa y formas redondeadas, en el núcleo de los botareles y contrafuertes, así como la presencia consecuente de un gran volumen relativo de arcilla para empacar dicha mampostería natural.

Partiendo de lo anterior, la propuesta de restauración de estos elementos constructivos, se llevó a cabo empleando las actividades de re-mamposteado, en botareles y contrafuertes, sustituyendo la mampostería de pequeñas dimensiones, lisa y redondeada, por otra- basáltica, sana- de mayor dimensión, textura rugosa y forma irregular, así como reduciendo los espesores de juntas, utilizando para ello mortero de cal apagada y arena andesítica natural, en proporción volumétrica 1:3 en el núcleo, así como mortero terciado de cal apagada, ceniza volcánica y arena andesítica natural, proporción 1:2:1, en volumen. Todo esto según requerimientos del Instituto Nacional de Antropología e Historia (INAH). A la fecha se ha estado monitoreando el comportamiento estructural del edificio y no se han presentado daños.

6. AGRADECIMIENTOS.

Los autores agradecen el soporte financiero de la Coordinación de la Investigación Científica de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo así como el soporte del Proyecto Programme “PEOPLE” – Call ID “FP7-PEOPLE-2010-IRSES” – Proposal N° 269227 – Acrónimo: STRAVAL: “Studies, Training, Socio-Economical Valorization and Management of Natural, Cultural and Monumental Property for the Promotion of the Local Societies of Latin America (Argentina, Brazil and Mexico)” y del Proyecto De REDES de Cuerpos Académicos de PROMEP-SEP, Red Temática Promep para la Conservación de Materiales de Interés Histórico y Artístico.

7. REFERENCIAS.

- Báez Macías Eduardo (1969), *Obras de fray Andrés de san Miguel*, México, UNAM, p. 92, 109.
- Báez Macías E. (1969), *Obras de fray Andrés de San Miguel*, México, Universidad Nacional Autónoma de México, Instituto de Investigaciones Estéticas, p. 136, 138.
- Bails B. (1796), *Elementos de Matemática*. Por Benito Bails D., Tomo IX, Parte I, Que trata de la Arquitectura Civil, Segunda Edición corregida por el autor, Madrid, Imprenta de la viuda de D. Joaquín Ibarra. (Edición facs. Murcia: CO Aparejadores y Arquitectos de técnicos de Murcia, Artes Gráficas Soler, 1983.), p. 206-207
- Bonet Correa A. (1979), *Simón García, Tratadista de arquitectura en Compendio de arquitectura y simetría de los templos*, México, Escuela Nacional de Conservación, Restauración y Museografía “Manuel Castillo Negrete”, Secretaría de Educación Pública-Instituto Nacional de Antropología e Historia, p. 62, 121, 151.
- Kubler G. (1982), *Arquitectura mexicana del siglo XVI*, México, Fondo de Cultura Económica, p. 110.
- León Baptista Alberti (1582), *Los Diez Libros de Architectura de León Baptista Alberto. Traducidos del Latín en Romance*. [Por Francisco Lozano] Madrid: Casa de Alfonso Gómez. (Ed. facs. Colegios Oficiales de Aparejadores y Arquitectos Técnicos, 1975), pp. 63-64.
- San Nicolás Fr. Laurencio de (1639), *Arte y Uso de Architectura. Compuesto por Fr. Laurencio de S Nicolás, Agustino Descalço, Maestro de obras*. S. l., s.f. (Edición facs. Valencia: Colección Juan de Herrera dirigida por Luis Cervera Vera, Albatros Ediciones, 1981.), p. 31, 33, 60, 61.
- San Nicolás L. de (1989), *Arte y Uso de Arquitectura*, Zaragoza, Edición facsímil de la de Plácido Bravo López de 1796, Colegio Oficial de Arquitectos de Aragón (Colección Arquitecturas de los Precursores, 5), p. 232, 245, 247.
- Vitruvio Polión Marco (1787), *Los Diez Libros de Arquitectura de M. Vitruvio Polión. Traducidos del latín, y comentados por Don Joseph Ortíz y Sanz*. Madrid, Imprenta Real. (Edición facs. Barcelona: Serie Arte y Arquitectura, Editorial Alta Fulla, 1987), p. 42-45.