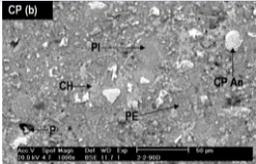


Revista **ALCONPAT**

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

Número Completo DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v1i2>
revistaalconpat@gmail.com



eISSN: 2007-6835

Volumen 1

Mayo – Agosto 2011

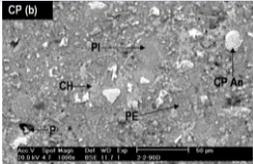
Número 2



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

<http://www.revistaalconpat.org>





CONTENIDO

Página

- | | |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| C. Andrade, R. D'Andrea: La resistividad eléctrica como parámetro de control de hormigón y de su durabilidad. | 90 |
| V. Millano, O. Troconis de Rincón, M. Sánchez, M. Fernández, R. Fernández, W. Campos, S. Delgado, J. Guanipa y J. Delgado: Evaluación y criterios de rehabilitación de la estructura de concreto reforzado de una refinería en un medio marino-costero | 99 |
| H. Carasek, O. Cascudo, M. S. J. dos Santos, N. Lemes: Avaliação em obra da resistência superficial de revestimentos de argamassa. | 115 |
| P. G. Yugovich, G. A. Melgarejo: Informe pericial de un caso de choque de embarcación contra un muelle en Paraguay | 135 |
| J. Iván Escalante, A. Navarro, L. Y. Gómez: Caracterización de morteros de cemento portland substituido por metacaolín de baja pureza | 149 |
| B. Frutos Vázquez, M. Olaya Adán, J. L. Esteban Saiz: Acciones de rehabilitación frente a la entrada de gas radón | 162 |



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**



Es motivo de satisfacción y alegría para el equipo de la Revista ALCONPAT ver publicado el segundo número de nuestro primer 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 segundo número, iniciamos con nuestro **artículo especial invitado**, procedente de **España**, cuyas autoras Carmen Andrade y Renata d'Andrea nos muestran en forma breve y práctica la evolución de sus aportaciones sobre el uso de la resistividad eléctrica como parámetro de control del hormigón y su durabilidad. La claridad con la que las autoras explican los términos, las ecuaciones y las relaciones entre las diferentes variables que estudian permiten un fácil entendimiento de conceptos que cada día deben ser de un mayor dominio en la industria de la construcción

Muchas veces nos enfrentamos a problemas graves de corrosión, pero en pocas de ellas tenemos la oportunidad de conocer el problema de raíz y documentarlo con fines de reparación/rehabilitación/refuerzo. En el segundo artículo de RAV1N2, Valentina Millano y sus colegas nos ofrecen su visión y metodología de inspección por corrosión de una refinería expuesta a un clima marino-costero de **Venezuela**. Llamamos la atención las imágenes dramáticas y las dificultades que sortean los autores para realizar una inspección completa.

Uno de los inconvenientes que se tiene al seleccionar revestimientos de mortero es la falta de

conocimiento sobre su comportamiento, y en particular sobre su resistencia superficial. Helena Carasek y sus colegas presentan un trabajo meticulado y metodológico, en el que abordan la evaluación en obra de la resistencia superficial de los morteros de revestimiento en **Brasil**.

Cada número de RA busca balancear la participación de temas afines al objeto social de la ALCONPAT, por lo que la ingeniería estructural y el control de calidad son también protagonistas de este número. Paulo Yugovich y Gustavo Melgarejo presentan un informe pericial de un curioso caso de choque de una embarcación contra un muelle en **Paraguay**.

La RA busca también una aplicabilidad y una simbiosis entre los artículos de cada número y de la revista en sí. Por ello es que cada número presenta al menos un caso de investigación con aplicaciones potenciales en los casos de estudio que plantea la revista. En esta ocasión, Iván Escalante y colaboradores presentan una caracterización de morteros de cemento Portland substituído por metacaolín de baja pureza obtenido de Zacatecas en **México**. Los autores presentan una caracterización mecánica, química y térmica con aplicación clara en la industria de la construcción.

El último artículo de esta edición es presentado por Borja Frutos y colaboradores, quienes con una gran facilidad de expresión, hacen una cuidadosa evaluación sobre el efecto del gas radón en las construcciones. Ellos plantean acciones de rehabilitación basadas en pruebas realizadas sobre un prototipo en el que utilizan diversas opciones hasta encontrar la óptima para disipar el gas radón. Este trabajo tiene una gran aplicación pues el sector salud en **España** reporta una incidencia importante de cáncer en personas cuyas viviendas tienen éste problema.

Cada artículo fue revisado por dos árbitros de un país diferente al del trabajo, además de este Editor. Los autores han hecho un esfuerzo considerable para cumplir con los cambios propuestos a satisfacción de RA. El equipo de RA los felicita por su compromiso y puntualidad.

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



La resistividad eléctrica como parámetro de control del hormigón y de su durabilidad

C. Andrade¹, R. D'Andrea²

¹Centro de Investigación en Seguridad y Durabilidad de Estructuras y Materiales, CISDEM (CSIC-UPM) –España.

²Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones IECA- España.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v1i2.8>

Artículo recibido el 25 de Noviembre de 2010, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 23 de Enero de 2011. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores se publicará en el primer número del año 2012 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del tercer número del año 2011

© 2011 Alconpat Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 1, No. 1, Enero – Abril 2011, es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A.C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat_int@gmail.com, Página Web: www.alconpat.org
Editor responsable: Dr. Pedro Castro Borges.
Reserva de derechos al uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derecho de Autor. Responsable de la última actualización de este número, Unidad de Informática ALCONPAT, Ing. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, fecha de publicación: 30 de Mayo de 2011.

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 necesidad de calcular la durabilidad del hormigón ha llevado a buscar un ensayo que fuera capaz de cuantificar todas las fases del proceso desde la fabricación del hormigón hasta su curado y endurecimiento. La resistividad eléctrica como inversa de la conductividad-difusividad es una propiedad del hormigón que permite su control de forma no destructiva y por ello, accesible al autocontrol. La resistividad es un indicador del fraguado y de la resistencia mecánica, del grado de saturación del hormigón y por ello del grado de curado y de la impermeabilidad o resistencia al ingreso de sustancias agresivas en el hormigón. Finalmente tiene una relación directa con la velocidad de corrosión al indicar el grado de humedad del hormigón. Por todo ello es un parámetro que permite relacionar al microestructura con el comportamiento durable del hormigón. En el artículo se describen los fundamentos de sus posibilidades.

Palabras clave: resistividad eléctrica; hormigón; durabilidad; corrosión.

ABSTRACT

The need to estimate the durability of concrete has led to the search for a test able to analyze and quantify all of the phases of the process, including the production of concrete, the curing and the hardening. The electric resistivity, as the inverse of the conductivity-diffusivity, is a property of concrete that allows its non destructive monitoring, and is thus accessible to self-control. The resistivity is an indicator of the setting and the mechanical strength, of the degree of saturation of the concrete, hence of the degree of curing and of the permeability or resistance to the ingress of aggressive substances. It is also directly related to the velocity of corrosion as it indicates the degree of humidity of the concrete. Due to the above, the resistivity is a parameter that allows to correlate the microstructure to the performance of durable concrete; this paper describes the fundamentals and its possibilities

Key words: electric resistivity; concrete; durability; corrosion.

Autor de contacto: Carmen Andrade (andrade@ietcc.csic.es)

1. INTRODUCCIÓN

El hormigón armado es un material muy durable en la mayoría de los ambientes pero en medios contaminados con cloruros o cuando las edades exceden 50 años, se puede producir la corrosión de su armadura. La demanda de durabilidad es pues actualmente creciente una vez que la resistencia mecánica ha sido bien diseñada y controlada. El diseño de un hormigón durable no es una tarea sencilla si se mantiene el criterio de economía máxima ya que cualquier método de protección adicional de las armaduras resulta en un incremento de costos apreciable. Por ello se sigue trabajando en la búsqueda de hormigones no permeables y cuyas propiedades de durabilidad se puedan determinar de forma rápida y sencilla.

En los últimos años se ha tratado de relacionar determinados métodos de ensayo del hormigón que miden sus propiedades de transporte con su durabilidad. Es de destacar el libro que resume el trabajo del Comité de RILEM TC-116 que fue dirigido primero por H.K. Hilsdorf y luego por J. Kropp (Kropp, 1995). En él se describen los métodos más conocidos de medida de la permeabilidad del hormigón y se valora su relación con la durabilidad, concluyendo que solo los métodos que directamente miden el transporte de cloruros o el del dióxido de carbono son realistas, aunque su uso para predecir el comportamiento a largo plazo sigue siendo una cuestión no resuelta.

Para responder a la necesidad del fabricante de hormigón y del usuario, lo idóneo es poder disponer de un ensayo no destructivo que permita el autocontrol del fabricante, así como el seguimiento del material por parte del usuario a lo largo de su ciclo de vida. Los métodos de medida de la difusión de cloruros y de carbonatación no resultan fácilmente accesibles para los fabricantes y su interpretación exige de especialistas (Page et al, 1981; Tuutti, 1982; McCarter y Garvin, 1989; Monfore, 1968; Polder et al, 2000; Whiting, 1981). Hasta el presente este tipo de ensayos “directos” de medida de la penetración en el hormigón de la sustancia agresiva son bastante usados por laboratorios especializados, que incluso realizan predicciones de vida útil basados en resultados a corto plazo, pero en cualquier caso sigue necesitándose un ensayo de control de calidad que permita una estimación de la durabilidad futura (Baroguel-Bouny, 2004).

Este tipo de ensayo no destructivo se ha publicado ya por parte de los autores que puede ser la medida de la resistividad eléctrica del hormigón (Andrade et al, 2000; Andrade y D’Andrea, 2008). Esta medida puede además valorar los siguientes aspectos del hormigón: a) El endurecimiento en estado fresco, b) El grado de curado, c) La resistencia a la penetración de los cloruros y la carbonatación y d) La velocidad de corrosión de la armadura. Resulta pues muy atractivo estudiar más a fondo sus posibilidades para tratar de conseguir un ensayo que permita una valoración de la calidad del hormigón en todos sus aspectos. La Resistividad eléctrica, ρ , es capaz de informar al fabricante y al usuario de la microestructura del hormigón, de su porosidad y de su contenido en agua. Con ello se tiene un control completo de las etapas por las que pasa el material. Al ser un ensayo no destructivo que se puede repetir muchas veces sin perturbar el material, es muy adecuado para el autocontrol del fabricante y para el control de calidad del usuario.

En el presente trabajo se resumen los fundamentos de la aplicación de esta medida a los distintos aspectos mencionados y además se comenta una metodología para el diseño de la mezcla de componentes del hormigón para alcanzar una resistividad determinada.

2. QUE ES LA RESISTIVIDAD ELECTRICA

Como indica la Ley de Ohm la resistividad es una propiedad volumétrica del material e indica su resistencia al paso de las cargas eléctricas:

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

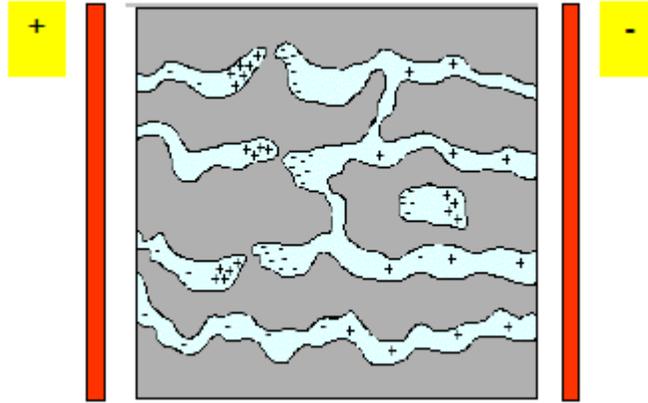


Figura 1. La porosidad se puede evaluar por la resistencia al movimiento de las cargas eléctricas (los iones) de la fase acuosa de los poros del hormigón

Donde R es la resistencia eléctrica que se mide aplicando un voltaje V y midiendo el paso de corriente I. Esa relación es igual a la resistividad por el factor geométrico l/A, es decir por la l= distancia entre electrodos y A= área transversal de paso de la corriente.

Cuanto mayor es la resistividad menor es la porosidad del hormigón y mayor su resistencia mecánica, al tener más fase sólida por volumen. Además si el hormigón no está saturado de agua la resistividad crece, por lo que es un indicador de su grado de saturación. Por tanto, la resistividad es un indicador de la calidad del hormigón al indicar su porosidad, y es un indicador de su grado de saturación y por tanto puede servir para el control del grado de curado.

3. LA MEDIDA DE LA RESISTIVIDAD

Puede realizarse colocando unos electrodos en las caras paralelas de las probetas cilíndricas o usando el “método de las 4 puntas” como indican las figuras 2 y 3 adjuntas. Para la medida rápida de la Resistividad en el hormigón e in situ se ha desarrollado entre el IETcc y Geocisa un Resistímetro portátil que se muestra en la figura 4.

Existe además una Norma UNE que describe los dos métodos de medida• PNE 83988 – Durabilidad del hormigón – Determinación de la resistividad del hormigón – Parte I (Método directo) y Parte II (Método de Wenner) (Wenner, 1915/16).



Figura 2. Método directo



Figura 3. Método de las 4 puntas



Figura 4. Resistivímetro portátil

4. EL ENDURECIMIENTO EN ESTADO FRESCO

Dado que al mezclar el cemento con el agua se obtiene una suspensión, la Resistividad al principio del mezclado es muy baja pero, según va hidratándose el cemento y el hormigón va fraguando y endureciendo, la resistividad aumenta. En la figura 5 se muestra un ejemplo de la curva de resistividad durante las primeras 24h. El desarrollo de la curva permite identificar la acción de los aditivos, así como otros aspectos del fraguado (Andrade y Rebolledo, 2011).

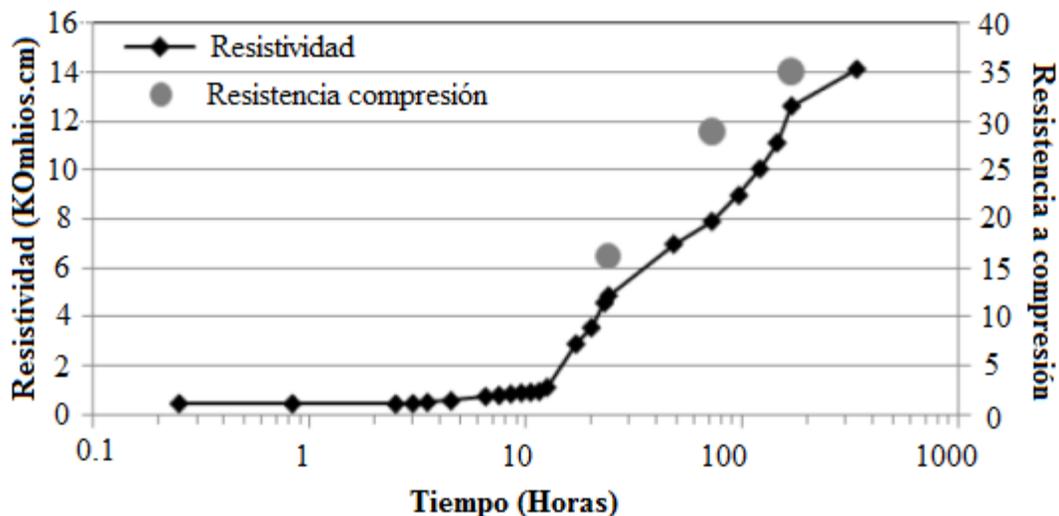


Figura 5. Desarrollo de la resistividad durante el fraguado y endurecimiento

La relación con la resistencia a compresión que se indica en esta figura 5 también está siendo objeto de estudio (Andrade et al, 2009) y se están desarrollando expresiones matemáticas que ligán ambos parámetros, lo que permitiría al fabricante predecir la resistencia mecánica desde las primeras horas.

Rotura & Resistividad

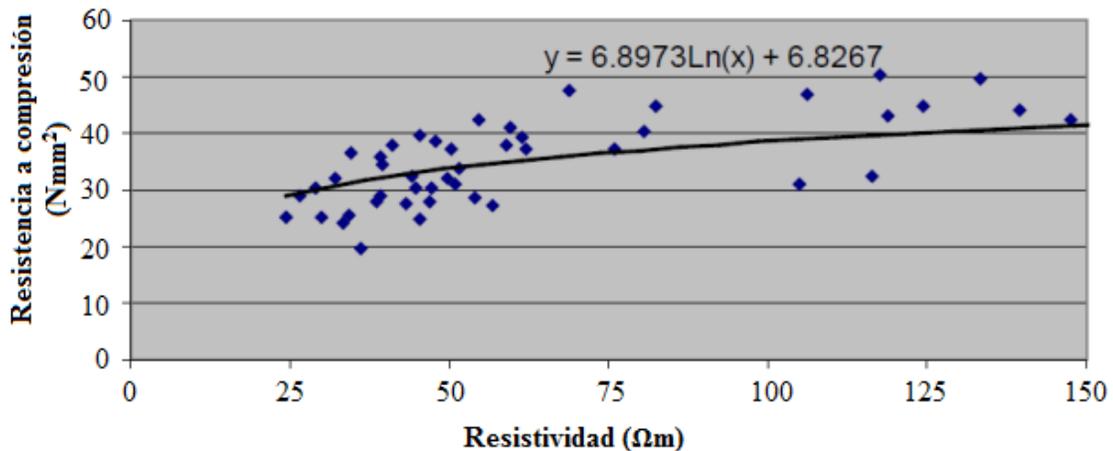


Figura 6. Relación entre resistencia a compresión y resistividad para un tipo de cemento.

La evolución de la resistividad es paralela a la de la resistencia como se muestra en la figura 6 y por ello la resistividad permite además de predecir la resistencia, indicar el “factor de edad” que es esencial para los modelos de durabilidad que se comentaran a continuación. La figura 7 muestra la inversa de la resistividad con el tiempo para un hormigón de la que se puede calcular el factor de edad q que se indica en la ecuación (2).

$$\rho(t) = \rho_0 (t / t_0)^{-q} \tag{2}$$

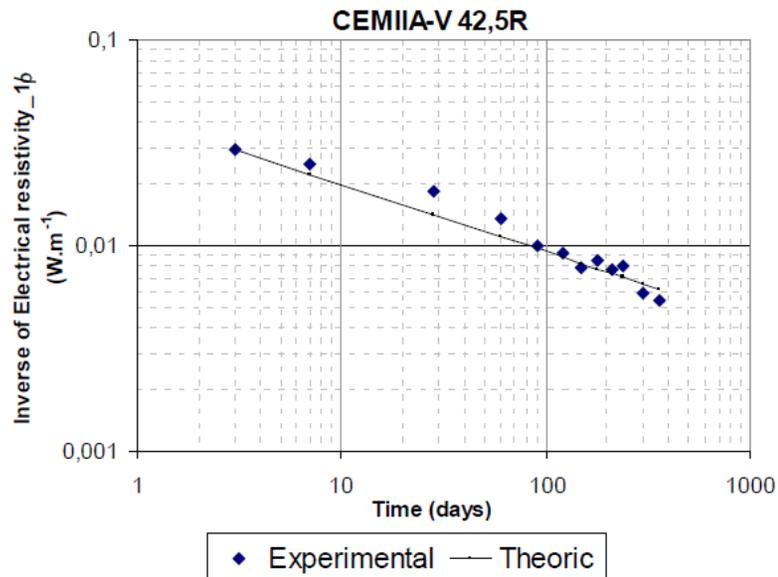


Figura 7. Variación con el tiempo de la inversa de la resistividad (conductividad)

5. EL GRADO DE CURADO DEL HORMIGÓN

El curado del hormigón es un aspecto muy importante que afecta al comportamiento a largo plazo si bien no hay un método que permita cuantificarlo. La resistividad si lo permite ya que detecta muy bien el secado superficial, y con ello el grado de evaporación o saturación de los poros del hormigón. Comparando la resistividad de un hormigón bien curado con otro mal curado es

posible encontrar un porcentaje de saturación relativa de los poros que cuantifica el grado de curado (figura 8). Esta relación obtenida en (Fernández, 2008) resulta un método muy sencillo de control en obra del curado.

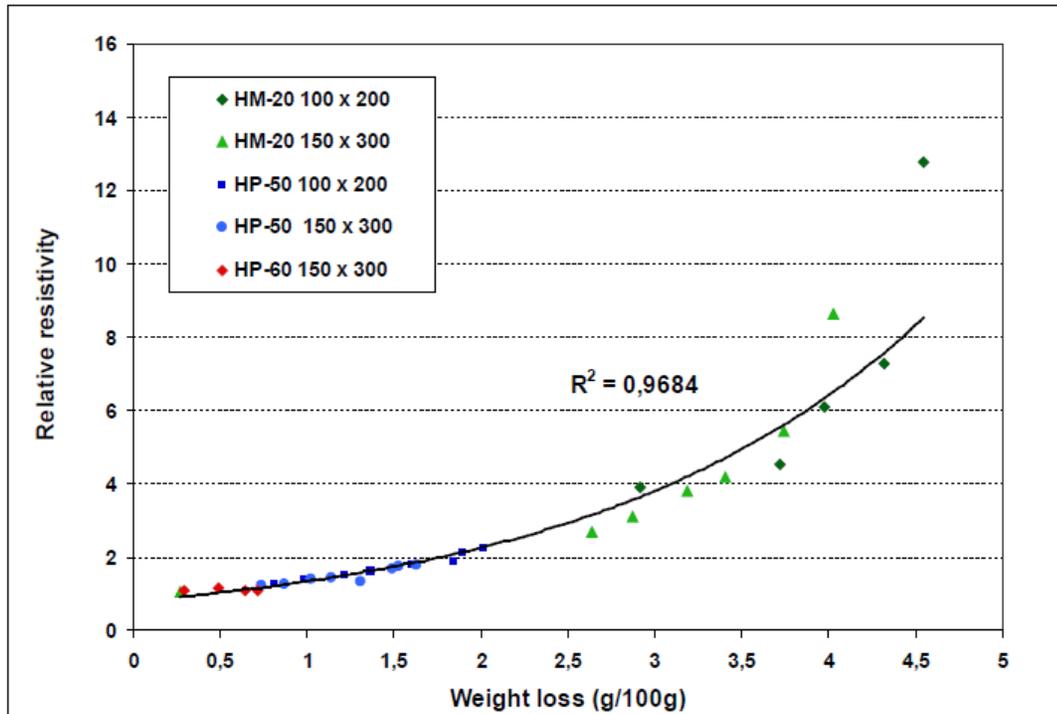


Figura 8. Resistividad relativa frente a pérdida de peso por secado en el curado

6. MODELOS DE DURABILIDAD: LA RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN DE LOS CLORUROS Y LA CARBONATACIÓN. LA VELOCIDAD DE CORROSIÓN DE LA ARMADURA

La resistividad también puede ser utilizada en una expresión matemática para la predicción tanto del periodo de iniciación hasta que se desarrolla la corrosión de la armadura como para cuantificar el periodo de propagación de la corrosión (Andrade et al, 2000; Andrade y D'Andrea, 2008). Ésta posibilidad se basa en la relación inversa entre la resistividad eléctrica y la difusividad de los iones. Es decir, a mayor resistividad se produce un movimiento menor de las cargas eléctricas (los iones de los poros del hormigón) debido a que mayor resistividad indica menor porosidad.

Si la vida total de la estructura es la suma del periodo de iniciación hasta que la armadura se corroe más el periodo de propagación de la corrosión hasta alcanzar un determinado ancho de fisura del recubrimiento, se puede decir que el tiempo de vida total será: $t = t_i + t_p$. Y si consideramos que el periodo de iniciación es proporcional a la raíz cuadrada del tiempo y el de propagación es lineal con la pérdida de diámetro de la armadura resulta:

$$t = V_{Cl,CO_2} \sqrt{t_i} + \frac{P_x}{V_{corr}} \quad (3)$$

Sustituyendo en esta expresión el valor de la velocidad V_{Cl, CO_2} de ingreso de los cloruros o la carbonatación por su equivalente de resistividad eléctrica la expresión que se obtiene es:

$$t_l = t_i + t_p = \frac{x^2 \rho_{es} F_{Cl, CO_2}}{F_{Cl, CO_2}} \quad (4)$$

En esta expresión se incluye el “Factor de Reacción” que depende del tipo de cemento y los factores F_{Cl, CO_2} que depende del tipo de ambiente. De esta manera el cálculo de la vida útil es posible a partir del valor de la resistividad del hormigón y de unos factores que tienen unos valores fijos que dependen del ambiente o del tipo de cemento.

Por ejemplo, para un recubrimiento de 5 cm en un hormigón a colocar en la clase de ambiente IIIb fabricado con un cemento tipo II/A, para una vida útil de 100 años y los factores de reacción y de edad que se indican en la tabla 1, los cálculos con la formula (4) resultan en un valor de la resistividad necesario de 87,6 Ω m.

Tabla 1. Ejemplo de cálculo de la resistividad necesaria

Tipo de Cemento II/A	$r_{Cl} = 1,8$
Clase de Exposición (XS2)	$F \text{ (cm}^3\text{/año)} = 17000$
Tiempo de vida	$t \text{ (años)} = 100$
Profundidad de Recubrimiento	$X_{Cl} \text{ (cm)} = 5$
Factor de edad durante 10 años	$q = 0.3$

$$5 = \sqrt{\frac{17000}{10}} \cdot \sqrt{100} \left\{ \rho_0 (\Omega \cdot cm) = 8760 \rightarrow \boxed{\rho_0 (\Omega \cdot m) = 87,6} \right.$$

Es decir, será necesario diseñar una mezcla de hormigón que dé a 28 días de curado húmedo esa resistividad. Así, la durabilidad es posible calcularla con conceptos simples mediante la medida de la resistividad del hormigón a 28 días de forma paralela a como se ensaya la resistencia a compresión.

En cuanto a la velocidad de corrosión de la armadura, es también proporcional al grado de humedad y por tanto a la resistividad del hormigón en el ambiente en que se encuentre: $I_{corr} = k_{corr}/\rho$ donde k_{corr} es una constante. El grado de humedad del hormigón depende del clima, es decir de la cantidad de lluvia y de la temperatura. Con esta relación es posible calcular lo que duraría el periodo de propagación de la corrosión hasta que se alcance una fisuración prefijada del recubrimiento.

7. DISEÑO DE LA MEZCLA DE HORMIGON PARA OBTENER UNA DETERMINADA RESISTIVIDAD

Este aspecto es el que permite usar el concepto de la resistividad de una forma práctica por el fabricante, ya que es necesario diseñar una mezcla que aporte los valores requeridos de la misma manera que se hace para conseguir una determinada resistencia mecánica. Es posible relacionar la resistividad con la composición de la mezcla a través de las Leyes de Powers (que calculan la

porosidad de la pasta de cemento a partir de la relación a/c) y de Archie (que relaciona la porosidad con la resistividad).

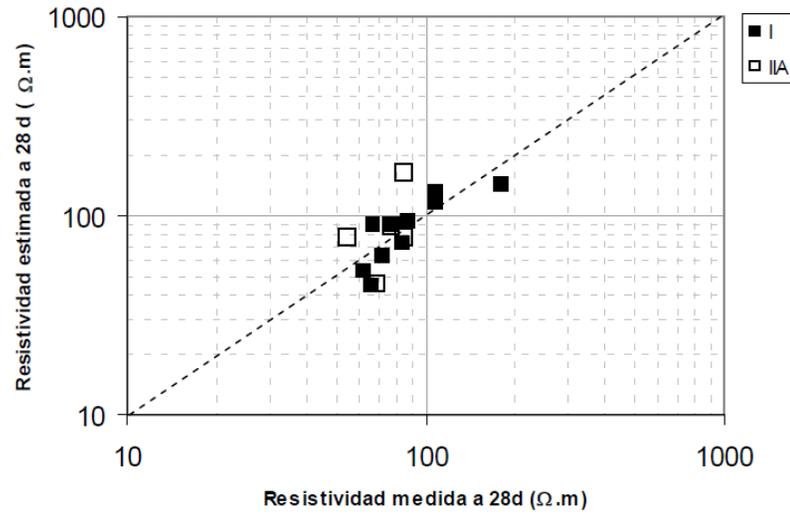


Figura 9. Relación entre los valores de la resistividad, medidos a los 28 días y estimados a partir del modelo basado en la ley de Archie

Así, suponiendo un contenido en cemento por m³ de hormigón, es decir un volumen de pasta por m³, se puede calcular la relación a/c que permite obtener una determinada porosidad y con ello una determinada resistividad del hormigón. Para completar el estudio es necesario también aplicar el “factor de tortuosidad” que se ha calculado para cada tipo de cemento. En la figura 9 se dan las relaciones encontradas en una serie de hormigones estudiados entre resistividad eléctrica calculada y medida. La metodología que se puede seguir es:

1º) Se elige el tipo de cemento, y se obtendrá del fabricante de cementos los valores de las variables *factor de retardo (r)* y *tortuosidad (τ)*.

2º) *Se estima una relación w/c*, que será introducida en el cálculo de la porosidad de la pasta por la ecuación de Powers, y *un contenido de cemento c*, que será introducido en el cálculo de la porosidad del hormigón, donde $\varepsilon = \varepsilon_p \cdot \gamma$.

3º) *Se aplica la ecuación basada en la ley de Archie*, $\rho = \rho_o \cdot (\varepsilon_p \cdot \gamma)^{-\tau}$ donde se comprueba que los valores estimados para w/c y c son los ideales para alcanzar ρ calculado en el paso 2. En el caso de que no se logre el objetivo se pasaría a un paso complementario que sería, o bien elegir otro tipo de cemento con otros valores de *r* y *τ* hasta comprobar la validez de w/c y c, o bien modificar los valores de w/c y c hasta lograrlo.

4º) Finalmente, *se comprueba que el valor de ρ_{ap} cumple* el demandado por el proyectista del proyecto mediante la determinación experimental de la resistividad en el hormigón saturado a los 28 días, ρ_{es} , a partir de la relación ρ_{ap}/r .

8. REFERENCIAS

- Kropp, J. H. H. K. (1995). "Performance criteria for concrete durability", RILEM REPORT n° 12: 1-328.
- Page, C.L., Short, N.R. & El Tarras, A. (1981) "Diffusion of Chloride Ions In Hardened Cement Pastes", Cement and Concrete Research. Vol. 11, No. 3, pp. 395-406.
- Tuutti, K. (1982) "Corrosion of Steel in Concrete", Swedish Cement and Concrete Research Institute (CBI) no.4-82, Stockholm.

- McCarter, W. J., and Garvin, S., (1989) “*Dependence of Electrical Impedance of Cement-Based Materials on their Moisture Condition*”, J. Phys. D: Appl. Phys., Vol. 22, pp. 1773 – 6
- Monfore, G.E. (1968) “*The electrical resistivity of concrete*”, Journal of PCA, pp.35-48.
- Polder, R.; Andrade, C.; Elsener, B.; Vennesland, O.; Gulikers, J.; Weidert, R.; and Raupach, M.; “*Test methods for onsite measurement of resistivity of concrete*”, RILEM TC 154-EMC: Electrochemical techniques for measuring metallic corrosion, Materials and Structure, Vol 33 (2000), pp. 603-611.
- Whiting, D. 1981, “*Rapid determination of the chloride permeability of concrete*”, Federal Highway Administration – Report FHWA/RD-81/119.
- Baroguel-Bouny, V.; et al., “*Concrete design for a given structure service life. Durability control with respect to reinforcement corrosion and alkali-silica reaction. State-of-the-art and guide for the implementation of a performance-type and predictive approach based upon durability indicators*” (in French), Scientific and technical documents-AFGC, July 2004, 1-252.
- Andrade, C., Alonso, C., Arteaga, A. & Tanner, P. (2000) “*Methodology based on the electrical resistivity for the calculation of reinforcement service life*”, 5th Canmet/ACI Int. Conference on Durability of concrete – Supplementary papers volume. Barcelona, Spain, pp. 899-915.
- Andrade, C. and R. d'Andrea (2008). “*Electrical resistivity as microstructural parameter for the calculation of reinforcement service life*”, Microstructure Related Durability of Cementitious Composites, Vols 1 and 2. W. Sun, K. VanBreugel, C. Miao, G. Ye and H. Chen. 61: 1483-1490.
- Wenner F., “*A Method of Measuring Earth Resistivity*”, Bull, National Bureau of Standards, Bull 12(4) 258, s 478-496; 1915/16.
- Andrade C, Rebolledo, N. (2011). *Monitoring by resistivity and ultrasonic velocity of the effect of the w/c ratio on setting and hydration evolution*, XIII International Congress on the Chemistry of Cement, Madrid.
- Andrade C., d'Andréa R., Castillo A., Castellote M. (2009), *The use of electrical resistivity as ndt method for specification the durability of reinforced concrete NDTCE'09*, Non-Destructive Testing in Civil Engineering, Nantes, France, June 30th – July 3rd.
- Fernandez Luco L. (2008) *Valoración de técnicas no destructivas para el control de la eficiencia de curado del hormigón*. Tesis Doctoral. Universidad de Alicante, Septiembre/2008.



Evaluación y criterios de rehabilitación de la estructura de concreto reforzado de una refinería en un medio marino-costero

V. Millano¹, O. Troconis de Rincón¹, M. Sánchez¹, M. Fernández¹, R. Fernández¹, W. Campos¹, S. Delgado¹, J. Guanipa¹ y J. Delgado¹

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

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v1i2.9>

Artículo recibido el 13 de Noviembre de 2010, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 02 de Febrero de 2011. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores se publicará en el primer número del año 2012 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del tercer número del 2011

RESUMEN

En este trabajo se presenta la evaluación y el diagnóstico de los daños por corrosión y estructurales de la edificación de una Refinería construida en 1946, ubicada en un ambiente marino-costero. También se incluyen los criterios generales para su rehabilitación. Esta estructura consta de tres niveles, constituida por: vigas y columnas de acero estructural tipo doble T recubiertas con concreto antifuego, vigas y losas reforzadas, entre otros elementos. En sus instalaciones se encuentran una serie de equipos rotativos y de transferencia de calor que operan con agua de mar. Se realizaron pruebas fisicoquímicas y electroquímicas, que permitieron caracterizar el concreto y diagnosticar los daños por corrosión y estructurales. Esta evaluación permitió determinar que la causa principal del fenómeno corrosivo fue el elevado contenido de iones cloruro en el concreto, facilitado por el inadecuado diseño de los drenajes que ocasionaban el continuo mojado de los elementos estructurales y equipos en todos los niveles.

Palabras clave: corrosión; concreto armado; cloruros; inspección; rehabilitación; refinería.

ABSTRACT

This work presents the evaluation and diagnosis of the structural and corrosion damages in the facilities of a refinery built in 1946 in a marine coastal environment; it also includes the general criteria for its rehabilitation. The building comprises three levels and is constituted by beams and columns type double T, which are made of structural steel and are coated with fire protectant concrete; other elements included reinforced beams and slabs, among others. The facilities have a series of heat transfer equipment that operate with sea water. A series of physicochemical and electrochemical tests allowed the characterization of the concrete and the diagnosis of referred damage. It was concluded that the main cause for the corrosion phenomena was the elevated content of chlorine in the concrete, which was promoted by the inadequate drainage design, which fostered the continuous wetting of the structural elements and equipment in all of the levels.

Key words: corrosion; reinforced concrete; chlorides; inspection; rehabilitation; refinery.

Autor de contacto: Oladis Troconis de Roncón (oladis1@yahoo.com)

© 2011 Alconpat Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 1, No. 2, Mayo - Agosto 2011, es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A.C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Página Web: www.alconpat.org

Editor responsable: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de derechos al uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derecho de Autor. Responsable de la última actualización de este número, Unidad de Informática ALCONPAT, Ing. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, fecha de publicación: 30 de Mayo de 2011.

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 refinería posee en sus instalaciones una serie de equipos rotatorios y de transferencia de calor, tales como intercambiadores de calor y bombas, entre otros. Los intercambiadores de calor trabajan en su lado carcasa con agua del mar Caribe, y en su lado tubo con fluidos de proceso. Todos estos equipos se encuentran distribuidos en una edificación de tres niveles (Figura 1), conformada por columnas, vigas, soportes, losas, sin paredes perimetrales. La edificación está construida con columnas y vigas de acero estructural tipo doble T y con recubrimiento de concreto a prueba de fuego ("Fire Proof"). Algunas vigas, además de tener el perfil de acero están recubiertas con concreto reforzado con barras, perimetralmente, para incrementar su resistencia mecánica. La losa de techo del primer nivel es de concreto armado.

Ésta obra fue construida en 1946 y aún está en servicio. En ella se han venido realizando varias reparaciones inadecuadas en columnas, vigas y losa, las cuales no controlaron el proceso de corrosión del acero, y en algunos casos lo han potenciado; pudiendo esto, eventualmente, inducir a riesgos estructurales en dicha edificación. Estos elementos han estado expuestos a la contaminación de forma permanente, ya que se encuentran ubicados a orillas del mar Caribe y a un mojado continuo por fluidos del proceso.

La estructura a simple vista muestra una elevada cantidad de daños por corrosión, algunos de ellos con un grado muy avanzado de deterioro, los cuales se evaluaron para conocer el riesgo en cuanto a la estabilidad estructural de la misma. Así, el presente trabajo tiene por finalidad describir la inspección y discutir el diagnóstico de daños por corrosión y estructurales de dicha edificación, generando los respectivos protocolos de reparación/rehabilitación.

2. PROCEDIMIENTO DE EVALUACION

El trabajo se desarrolló en dos etapas: La primera etapa, denominada Inspección Preliminar y una segunda etapa, denominada Inspección Detallada, en la que se realizó el levantamiento fotográfico y de daños de todos los elementos estructurales.

El levantamiento de daños se efectuó mediante la inspección visual y el uso del martillo para determinar las áreas fofas. Luego, con el uso del Pacómetro se detectó la posición del acero (armado del concreto de revestimiento de los perfiles de acero doble T en vigas y columnas, y armadura de losa y soportes de equipo), en las áreas donde se realizarían las medidas electroquímicas (medición de potenciales y velocidad de corrosión).



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 1. Vista General de la Refinería. (a) Cara Norte, (b) Cara Sur, (c) Cara Este, (d) Cara Oeste

La medición de potenciales se realizó según la norma ASTM C-876-87 (1987) y lo establecido en DURAR (Troconis et al, 1997), para identificar las áreas donde potencialmente el acero se esté corroyendo. Posteriormente, de acuerdo a los valores obtenidos, se determinaron las zonas donde se mediría la velocidad de corrosión, a través de Polarización Lineal utilizando un equipo de campo GECORR 6 (Feliú et al, 1993); el cual requiere de un mayor tiempo para la estabilidad de los parámetros electroquímicos involucrados. Estas medidas permiten definir claramente los sitios probables de corrosión activa en la estructura. Sin embargo, la medida de velocidad de corrosión se vio afectada por la densidad de acero en los elementos evaluados y por el elevado espesor de concreto, en algunos de ellos, lo cual no permitió confinar la corriente en todos los sitios seleccionados.

Estos resultados permitieron seleccionar los sitios para la extracción de los testigos y la evaluación fisicoquímica del concreto, para lo cual se extrajeron diez núcleos, distribuidos en el primer y segundo nivel de la edificación: dos de ellos ubicados en las columnas del primer nivel (N5 y N8), cuatro tomados en vigas (N4 en primer nivel y N1, N2 y N3 en segundo nivel) y los cuatro núcleos restantes en diferentes sitios de la losa (N6, N7, N9 y N11), tomando como referencia las zonas con y sin daños aparentes. La Figura 2 muestra la planta del nivel 1 con la

ubicación e identificación de Columnas, Vigas y Soportes, y los sitios de extracción de testigos en el primer nivel.

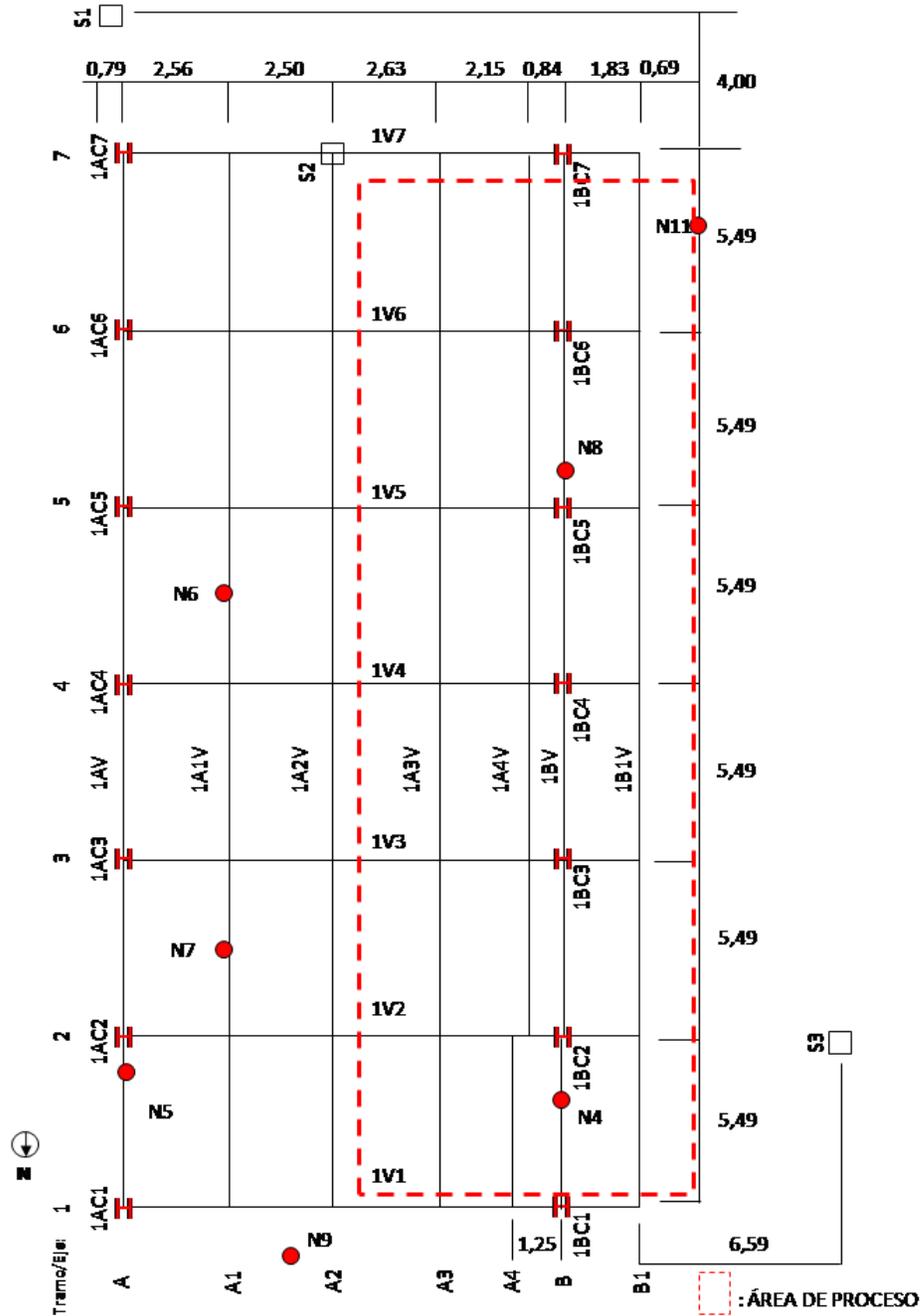


Figura 2. Planta del Nivel 1. Ubicación de Columnas, Vigas y Soportes, y sitios de extracción de testigos: N6, N7, N9 y N11, núcleos extraídos de la losa; N4, núcleo extraído en una viga del primer nivel; N5 y N8, núcleos extraídos en columnas.

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Levantamiento de Daños.

Se efectuó el levantamiento fotográfico y de daños de la condición actual de los elementos que conforman los tres niveles del edificio de la planta (Losa, Columnas y Vigas).

Primer y segundo nivel. En todos los niveles del edificio las columnas se encuentran distribuidas en dos ejes, A y B. En el primer nivel estas fueron identificadas desde la 1AC1 a 1AC7 para el eje A y desde 1BC1 a 1BC7 para el eje B (Figura 2). En ambos ejes se apreciaron columnas con daños de leves a moderados: grietas, áreas fofas, delaminación del concreto con acero expuesto (Figura 3), entre otros. En esta evaluación las columnas del eje A mostraron un mayor deterioro en la cara Este, por ser la que se encuentra expuesta a la intemperie y en dirección de los vientos preferenciales. Estos daños se han ido incrementando significativamente en el tiempo como se observa en la Figura 4, la cual muestra el estado de la cara Este de la columna 1AC2 en la primera inspección efectuada en el 2002 (Sánchez et al, 2007) y en esta última. Sin embargo, es en el eje B (Figura 3), donde las columnas presentaron los mayores daños, dado que en esta zona se encuentran localizados los equipos donde se maneja agua de mar como fluido de enfriamiento. Se determinó que un 45% de estos elementos requieren de una total sustitución del recubrimiento de concreto existente, ya que presentan grandes extensiones de áreas fofas, grietas de considerable espesor, así como delaminación del concreto con acero expuesto con corrosión de moderada a severa. Estos daños fueron potenciados por errados procedimientos de reparación localizada y por las condiciones ambientales y operacionales a las que se encuentra sometida la edificación. Al mismo tiempo se muestran indicios de incompatibilidad de los concretos en algunas columnas reparadas, ya que se observaron grietas a 45 grados vinculadas a los parches de reparación.

Es importante destacar que la mayoría de los daños se evidenció preferentemente en las zonas y caras con mayor exposición a los efluentes utilizados en el proceso (agua salobre con altas concentraciones de iones cloruros (> 30.000 ppm), debido a fugas en las tuberías, inadecuados diseños de canalización de efluentes y limpieza de equipos; situaciones éstas que se han incrementado en el tiempo. Estas irregularidades han generado delaminación del concreto, principalmente en aquellas zonas donde el cloruro ha alcanzado la concentración que inicia y desencadena los problemas de corrosión del acero en concreto (> 4000 ppm) (Troconis et al, 1997; DURACON, 2006; DURACON, 2007).



(a)

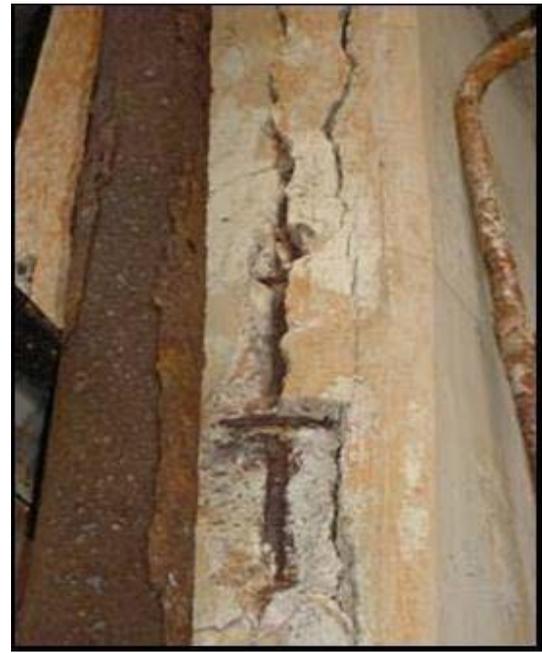


(b)

Figura 3. Levantamiento fotográfico de algunas columnas del eje B del primer y segundo nivel. (a) Cara Oeste y Sur con manchas de óxido, humedad y totalmente fofas. (b) Cara Norte de una columna del eje B del segundo nivel con grietas de gran espesor.



(a)



(b)

Figura 4. Levantamiento fotográfico de la Cara Este en la columna 1AC2. (a) Inspección 2002. (b) Inspección 2007, evidenciando el incremento de este daño con el tiempo de exposición.

En relación a las vigas, estas se clasifican en principales y secundarias las cuales se encuentran dispuestas en dos sentidos: de Este a Oeste siete vigas principales de 13,99 m y de Norte a Sur siete vigas secundarias en seis tramos de aproximadamente 5,49 m cada uno (Figura 2), para el primer y segundo nivel. Del mismo modo que para las columnas, en las vigas principales la mayor cantidad de daños se observó en zonas cercanas a la línea de operación de los equipos, y áreas con problemas de fuga o inadecuados drenajes.

Del levantamiento fotográfico y de daños para las vigas principales, (Figura 5), se evidencia la necesidad de remover por completo el concreto de, al menos, dos vigas principales; ya que las zonas que recientemente fueron reparadas potenciaron la corrosión de las zonas adyacentes (Figura 6), presentando estas últimas áreas fofas, manchas de humedad, manchas de óxido, lixiviación, grietas de gran espesor y en algunos casos hasta delaminación del concreto con acero expuesto. El resto de las vigas principales mostró daños de leves a moderados, necesitando reparaciones parciales según el tipo de daño y extensión del mismo.

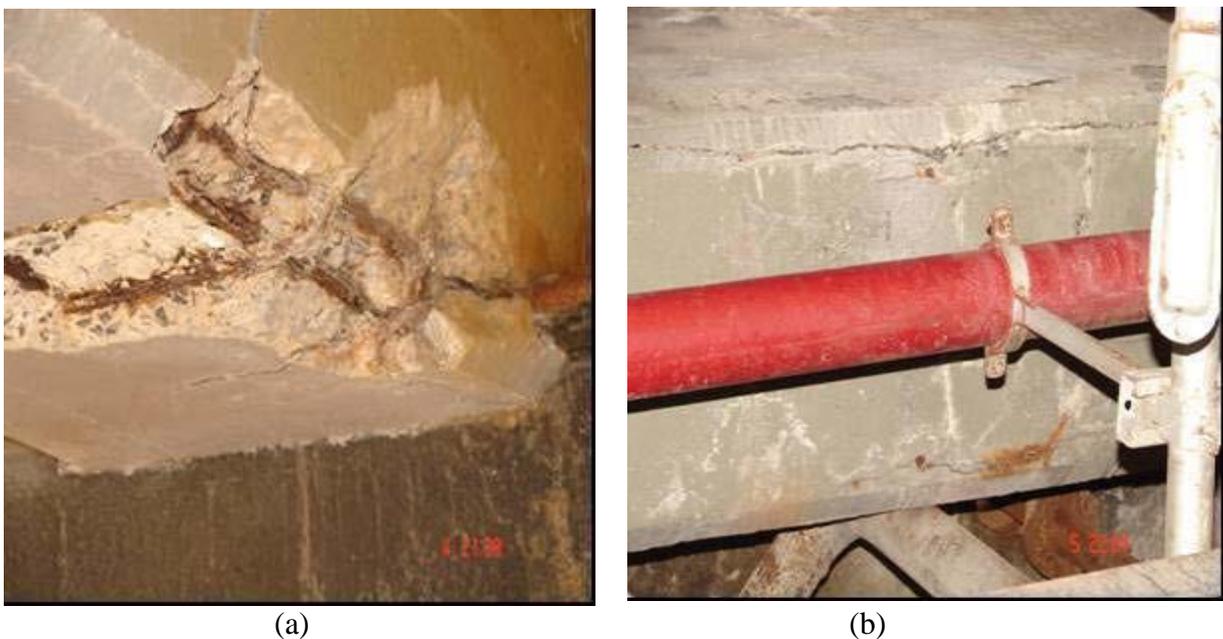


Figura 5. Levantamiento fotográfico de la Cara Sur de dos vigas principales con evidente daños por corrosión. a) Concreto delaminado y acero expuesto, b) Concreto agrietado y manchas por lixiviación

Es importante mencionar que las vigas secundarias, orientadas de norte a sur, presentan un deterioro generalizado mayor al mostrado por las vigas principales, con daños localizados significativos como se observa en la Figura 7. Esto amerita la total sustitución del concreto en todos estos elementos, lo cual ya se había indicado en la oportunidad de la primera inspección (Sánchez et al, 2007), pero no se realizó, sino que se ejecutaron reparaciones localizadas. Esto potenció la corrosión del acero en la zona no reparada, dada la formación de celdas galvánicas.

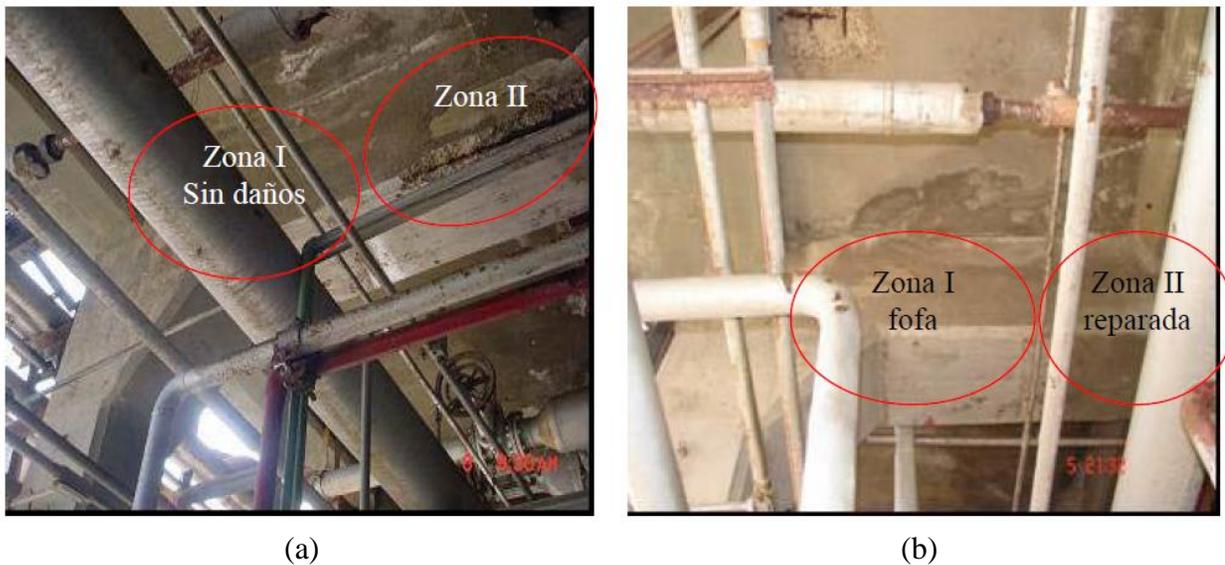


Figura 6. Levantamiento fotográfico de la Cara Norte-inferior de una viga principal del primer nivel durante ambas inspecciones a) Inspección 2002, con delaminación y acero expuesto b) Inspección 2007, donde se muestra la viga ya reparada pero con área fofa y fisuras por los errados procedimientos de reparación.



Figura 7. Levantamiento fotográfico de algunas vigas secundarias con los daños típicos encontrados. a) agrietamiento, b) delaminación con acero expuesto y concreto restante lixiviado y con depósitos de sal.

Con respecto a la losa, esta ha mostrado también un incremento importante en su deterioro, desde la primera inspección en el 2002; lo cual, eventualmente, puede comprometer la capacidad portante de la misma. La Figura 8 muestra los daños típicos encontrados en toda la extensión de la losa, representando un 70% de la misma; lo cual ameritó, por motivos de seguridad, la colocación de mallas de acero en su zona inferior y el apuntalamiento de algunas zonas. Esta situación ameritó una evaluación estructural que determinó la finalización de la vida residual de este elemento, comprometiéndola estructuralmente. De aquí que se conciba la sustitución completa de la losa que divide los dos primeros niveles.

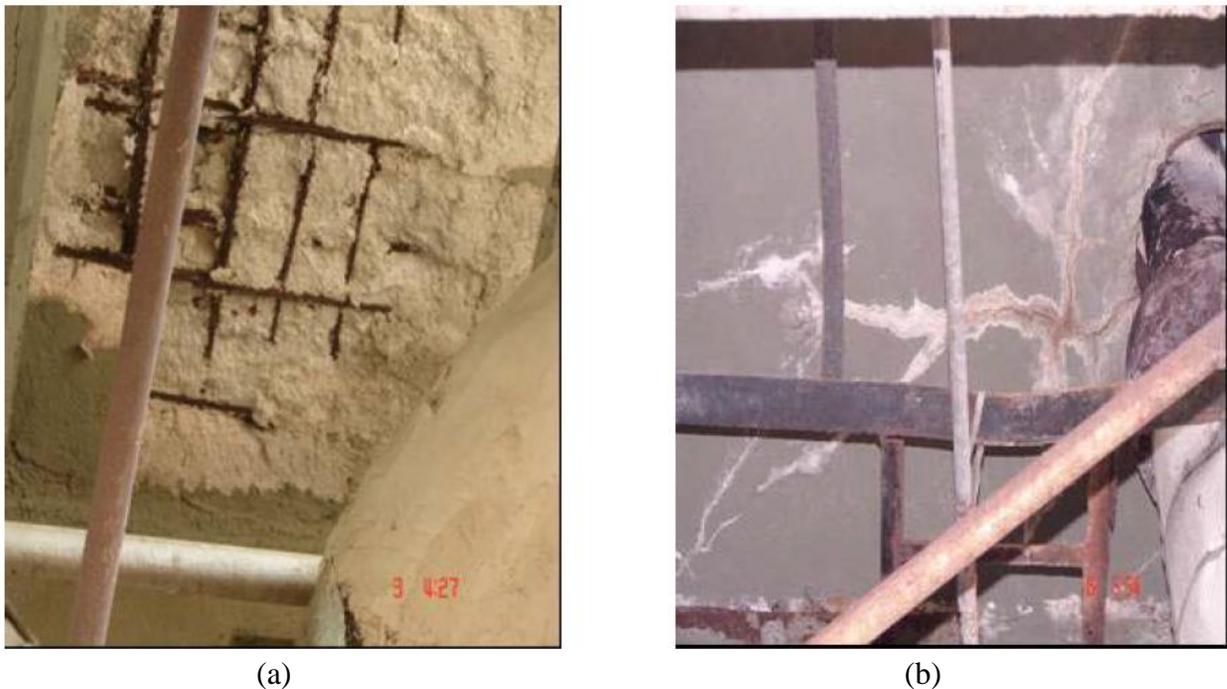


Figura 8. Levantamiento fotográfico de la losa a) Delaminación del concreto con acero expuesto, con corrosión severa. b) Agrietamiento de la losa con manchas por lixiviación y percolación del concreto.

Tercer Nivel. Este está construido con vigas y columnas doble T de acero sin recubrimiento de concreto antifuego, y láminas de acero como piso; debido a su ubicación y completa ventilación. La mayor parte de estas láminas de acero presentan un gran número de problemas por corrosión, debido a los errados procedimientos para los drenajes, mal diseño de los goteros y pendientes; facilitando así el estancamiento del agua, no solo del proceso sino de las lluvias, aunado a la falta de mantenimiento, motivo por el cual algunas zonas se han consumido completamente.

Ensayos electroquímicos.

La selección de los elementos para la evaluación electroquímica y fisicoquímica, está basada en la información obtenida durante el levantamiento de daños. Otros factores que se consideraron para su selección fueron: áreas de acumulación y contacto continuo con el agua de proceso en función a drenajes y elementos que faciliten estas condiciones. Es importante indicar que no fue posible efectuar medidas de velocidad de corrosión, dada la elevada densidad del armado de la losa, la presencia de perfiles doble T de acero en columnas y vigas en conjunto con el armado de las mismas.

En relación a la losa se seleccionaron áreas de las pocas zonas localizadas fuera del área de proceso, que no mostraban daños, determinándose potenciales promedios entre -150 y -450 mV vs Cu/CuSO₄, de acuerdo a su distancia del área de proceso. Esto demuestra que los daños por corrosión están vinculados al manejo del agua de mar en el área de proceso, como ya se ha indicado anteriormente.

En la Figura 9 se muestra uno de los resultados típicos para una de las vigas parcialmente reparada, donde la evaluación se efectuó sobre la zona reparada; alcanzándose potenciales de hasta -329 mV vs Cu/CuSO₄, lo que indica una alta potencialidad de corrosión del refuerzo (más negativo que -250 mV vs. Cu/CuSO₄), independiente de la cercanía a la zona no reparada. Esto sugiere que la reparación no fue de la calidad requerida para este ambiente de exposición. Adicionalmente, como se muestra en el levantamiento de daños (Figura 10), ya se presentan fisuras, tanto en zonas reparadas como en aquellas que no lo fueron.

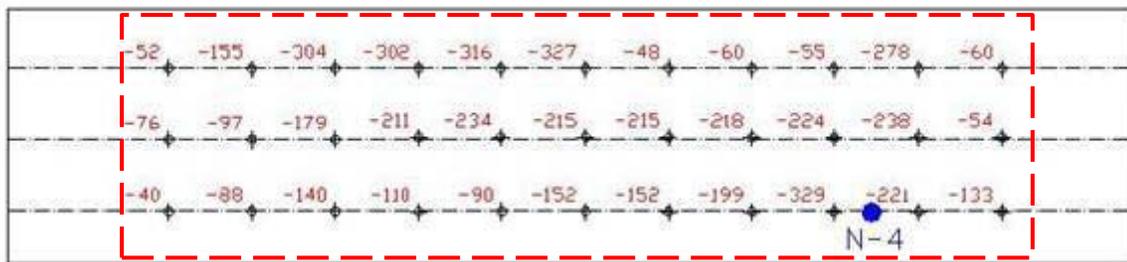


Figura 9. Potenciales de corrosión medidos en la zona reparada de una viga secundaria del primer nivel, parcialmente reparada, en la zona demarcada.

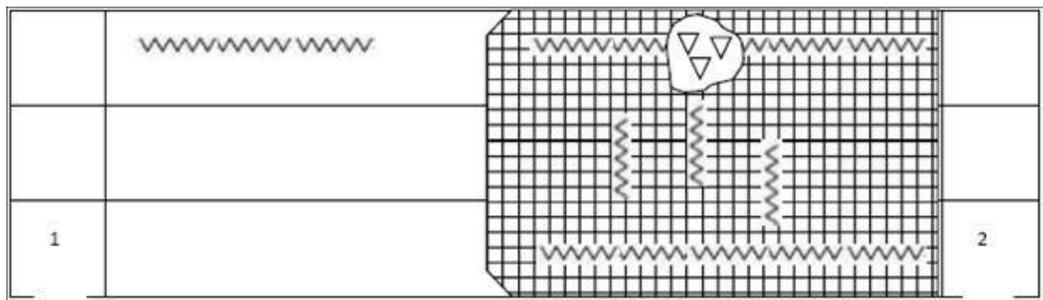


Figura 10. Levantamiento de daños de la viga secundaria parcialmente reparada (⊞), indicada en la Figura 9, mostrando fisuras (~~~~) y área lixiviada (Δ)

Ensayos Físicoquímicos.

La Tabla 1 muestra, algunos de los resultados obtenidos en los diferentes elementos evaluados. En esta se evidencia una falta de uniformidad en la calidad del concreto e incluso diferencias significativas de una zona de la losa a otra (216 a 303 kg/cm²), y en un mismo tipo de elemento (viga 2V3). Esta última situación llama mucho la atención, ya que se presentó para las áreas y elementos reparados parcialmente, caso de la viga 2V3, donde la resistencia a la compresión del concreto de reparación es 40% mayor al concreto original, pudiendo esto crear diferencias en el comportamiento físico entre los dos concretos frente a las solicitaciones mecánicas, facilitando la falla del concreto en la zona reparada, si esta no se ejecutó adecuadamente (ICRI, 1995). De igual forma se muestran los resultados del ensayo de porosidad, los cuales muestran un amplio rango de valores, en su mayoría correspondientes a una inadecuada calidad del concreto, con porosidades mayores al 15%. Aun cuando los núcleos N7 y N11, correspondientes a la losa, indican una mejor calidad del concreto, ésta no es la adecuada para este ambiente tan agresivo de exposición, donde la porosidad del concreto debería ser inferior al 10% (Troconis, 1997).

Tabla 1.- Resultados de los ensayos físicoquímicos de porosidad y resistencia a la compresión

Núcleo	Elemento	Ubicación	XCO ₂ (mm)	Porosidad %	fck (kg/cm ²)
N1	Viga	Sur	3	16	-
N3	Viga	Norte	1	17,3	-
N4	Viga	Oeste	0	20,3	-
N6	Losa	Este	2,4	16,9	216
N7	Losa	Este	0	11,6	-
N9	Losa	Nor-Este	3	19,1	218
N11	Losa	Sur-Oeste	2,1	10,9	303

Por otra parte, los bajos espesores carbonatados detectados en todas las evaluaciones (< 12 mm), indican que éste no es el mecanismo por el cual el acero se está corroyendo. Básicamente, todos los problemas de corrosión detectados se deben al ingreso de los iones cloruro al concreto. Los resultados de perfiles de concentración de cloruros (Figura 11), muestran una considerable contaminación por este agresivo, particularmente para los núcleos N7 (zona de estancamiento de agua) y N11 (zona con estalactitas y depósitos de sal en su lado techo) de la losa, correspondientes a los sitios seleccionados como los de mayor riesgo por corrosión en base al levantamiento de daños; alcanzándose, en algunas zonas, valores equivalentes a la concentración del agua salobre que maneja el proceso (>25.000 ppm). En todos los perfiles evaluados se muestran niveles superiores al límite de riesgo para corrosión del acero (>4.000 ppm), a nivel de la armadura (≈ 2 cm), en correspondencia con los resultados electroquímicos y el levantamiento de daños

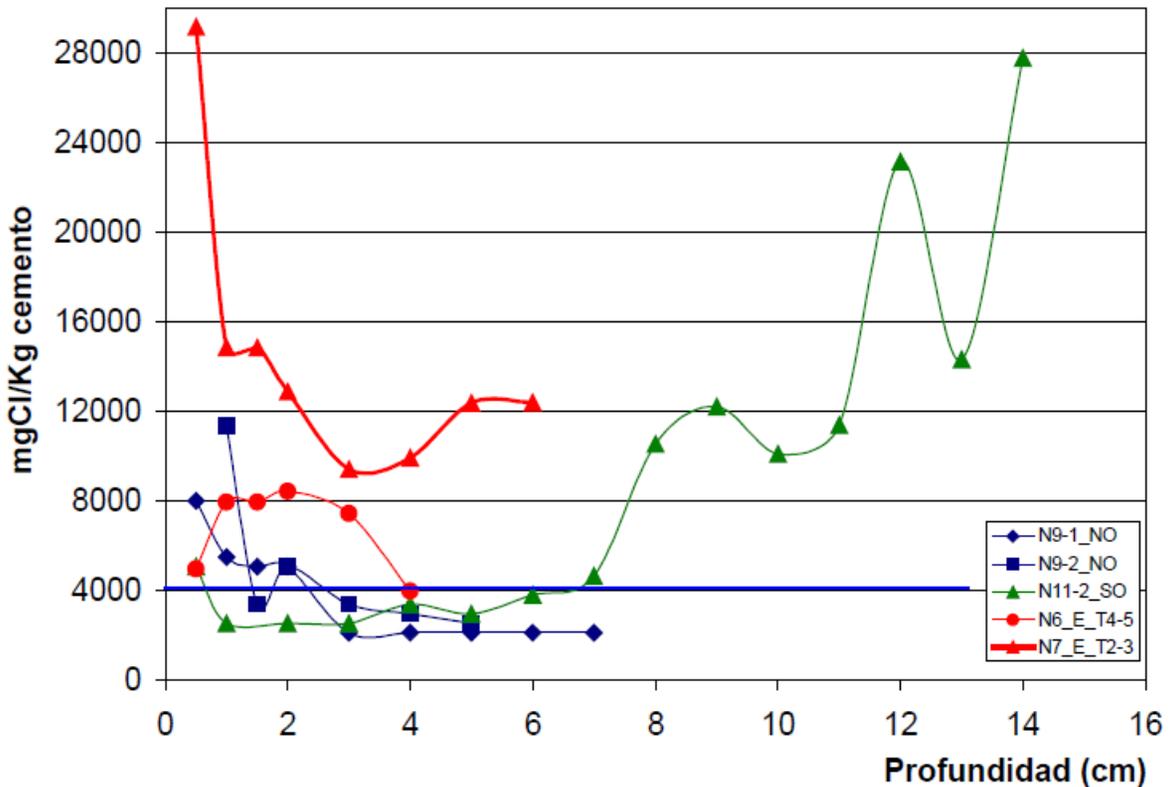


Figura 11. Perfil de concentración de iones cloruros solubles en muestra de concreto correspondiente a los testigos extraídos en la Losa, desde el nivel 2 (piso).

La Figura 12 muestra el contenido de iones cloruro encontrado en diferentes vigas. Para el caso del Núcleo N3, este se dividió en dos partes debido a que presentó una zona reparada (N3A) y otra no (N3B). En general las vigas muestran un alto contenido de cloruros, particularmente en las zonas no reparadas (N1); mientras que en el resto de los testigos (N2, N3A y N4), tomados en zonas reparadas, aún cuando el contenido de cloruros no es tan alto ya se encuentra en el orden de los 4.000 ppm a profundidades de 4 cm, a pocos años (< 4) de su reparación. Esto puede deberse no solo a la contaminación externa, sino a la difusión de iones cloruro desde las zonas no reparadas, lo cual se facilita por la alta humedad imperante en la zona (riego constante de agua y ambiente marino tropical).

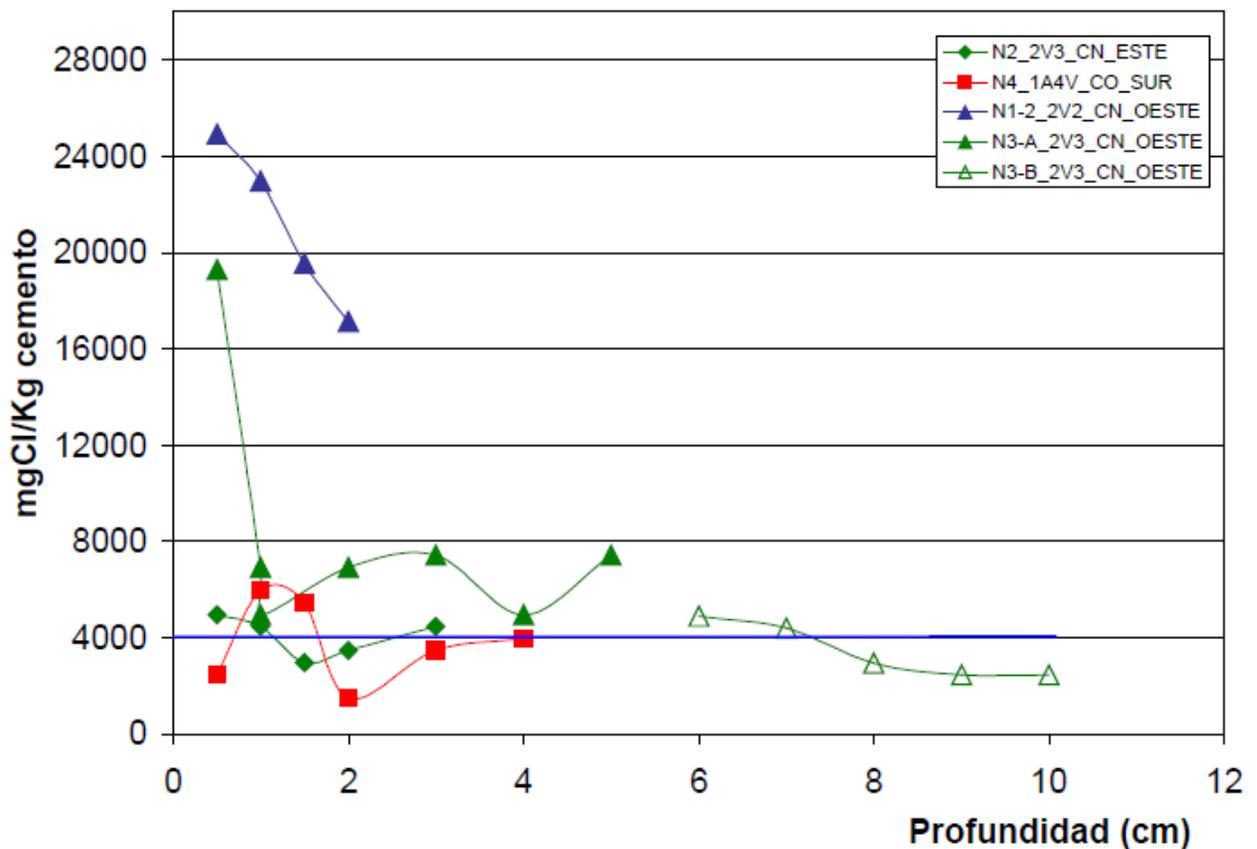


Figura 12. Perfil de concentración de iones cloruro solubles en muestra de concreto correspondiente a los testigos extraídos en Vigas

4. CONCLUSIONES

1. La corrosión del acero se debe, principalmente, al mojado continuo de los elementos y equipos, por el agua de mar usada como fluido de enfriamiento, la cual se dispersa en toda la extensión de los pisos superiores hasta los inferiores debido al inadecuado diseño de los desagües.
2. Los daños estructurales se deben a las grandes extensiones de áreas fofas, delaminadas y con acero expuesto que han disminuido la capacidad portante de elementos estructurales como losa y vigas, necesitando la sustitución parcial de vigas y total de la losa.
3. Los elementos próximos al eje B fueron los más afectados, ya que se encuentran en el área de los equipos que manejan agua de mar como fluido de enfriamiento.
4. Las reparaciones localizadas potenciaron los daños de las zonas vecinas debido a la formación de celdas galvánicas.
5. Los procedimientos de reparación utilizados no prestaron la protección adecuada, ya que al poco tiempo de intervenidas se presentaron fisuras y moderada actividad electroquímica.
6. La losa del primer nivel, reveló severos daños por corrosión que comprometen estructuralmente la misma y la seguridad del personal, requiriendo una inmediata intervención.
7. Se estableció el protocolo de reparación/rehabilitación, donde se indica el reemplazo total de la losa, debido al elevado grado de deterioro alcanzado para el presente estudio, la cual debe ser vaciada en sitio monolíticamente.

5. PROTOCOLO DE REPARACIÓN/REHABILITACIÓN

La selección de los materiales de relleno (áridos), de recubrimiento y de acabado, debe realizarse bajo procedimientos de rigurosa calidad, ya que de ellos dependen sus funciones específicas correspondientes a dotar a la estructura metálica de resistencia al fuego en cuanto a aislamiento térmico se refiere. Propiedad ésta que pudiera evaluarse según lo dispuesto en las NORMAS COVENIN 621 (B) y ASTM. E-119 y mejorar la resistencia a la corrosión de los elementos metálicos. Para realizar la reparación/rehabilitación se recomienda utilizar un concreto con resistencia al fuego, seguido de un mortero resistente al medio ambiente, el cual además puede ser pintado (hidrofugante) para incrementar su resistencia a este ambiente tan agresivo de exposición.

Material para Protección Antifuego.

Con base a lo anteriormente expuesto, se presenta a continuación la información relacionada con el material de protección antifuego, el cual debe ser un concreto liviano no estructural utilizando parcialmente como agregado esferitas de arcilla expandida (tipo estructural): a1) Esferitas finas con granulometría entre 3,2 y 9,0 mm y a2) Esferitas medianas con granulometría entre 9,0 y 14,0 mm.

La Tabla 2 muestra la dosificación correspondiente a un metro cúbico de concreto. Este diseño debe garantizar la durabilidad de la estructura bajo las condiciones de servicio.

Tabla 2. Cantidades de materiales para 1,0 m³ de concreto.

Agregado a1(m ³)	Agregado a2 (m ³)	Arena (m ³)	Cemento (kg)	Agua (m ³) Prueba*	Agua (m ³) Shotcrete**
0,30	0,30	0,60	297,5	0,190	0,114

La cantidad de agua destacada con el símbolo (*) deberá respetarse para preparar la mezcla de prueba. Se espera que el ensayo de compresión arroje valores mayores a 400 kg/cm². La cantidad de agua destacada con el símbolo (**) se anota como recomendable para la mezcla que vaya a colocarse mediante concreto proyectado, pero la misma deberá ser ajustada mediante ensayos de campo.

Dado que esta mezcla tiene una buena resistencia al fuego (2h aproximadamente, según norma ASTM 119), pero una baja durabilidad a este ambiente, se recomienda el uso de un inhibidor de corrosión en base a Nitrito de Calcio. El inhibidor comercial tiene aproximadamente un 30% de nitrito de calcio, de tal manera que es necesario ajustar la mezcla para mantener la relación agua/cemento indicada. Las dosificaciones de inhibidor recomendadas son de 10 a 30 lt/m³. Dado que este concreto no es de la calidad exigida para este ambiente de exposición, se recomiendan 30 lt/m³ (la cantidad de agua agregada a la mezcla sería de 0,025 m³). Así, la cantidad de agua a agregar a la mezcla será de 0,089 m³ y la prueba se debe hacer con 0,165 m³. Es importante señalar que se deben realizar pruebas preliminares de esta mezcla para garantizar la trabajabilidad requerida por el concreto proyectado.

Materiales para recubrimiento y acabado.

Para garantizar la geometría y confinamiento del material de relleno (Metal desplegado con peso de 1,36 a 1,62 kg/m² y nervios de 3/8" (0,95 cm)), se debe utilizar un material polimérico/plástico. Para el material resistente al ambiente con iones cloruro, debe considerarse una proporción de un volumen de cemento y tres volúmenes de arena normal para concreto con una relación a/c = 0,45. Como sustituto de esta mezcla, preparada en obra, se puede colocar un material pre-empacado (morteros para proyección modificados con microsílíce, de alta resistencia

mecánica temprana), el cual según la hoja técnica de algunos proveedores puede proyectarse a espesores de 1,2 cm.

Para el acabado final pudiera utilizarse como primera opción un material con base cementosa que pueda aplicarse por rociado y cuya característica principal sea la de un recubrimiento "Waterproof", o un recubrimiento hidrofóbico para mayor durabilidad. Como segunda opción un "Mastic Intumescente" que tiene la propiedad de reaccionar cuando es expuesto al calor formando una estructura multicelular de mayor espesor.

Métodos y procedimientos constructivos.

Vigas y columnas. Para el caso de las vigas que tienen, además del perfil metálico, concreto armado perimetralmente, donde se requiere eliminar todo el concreto contaminado con cloruros y la sustitución de las barras con elevado deterioro, se propone inicialmente la demolición del concreto, preferiblemente con agua a presión. Esto implica reducir la capacidad de las vigas a la del perfil metálico original. Por ello, se modeló en el computador las vigas localizadas debajo de los intercambiadores (las más afectadas por la corrosión severa del armado), con la carga de los mismos, obteniendo como resultado que los perfiles originales de las vigas secundarias del nivel 1, sin el concreto reforzado, solamente son capaces de resistir 2 intercambiadores en operación y 4 intercambiadores vacíos. Si esta condición no es posible, es necesario apuntalar la zona; pero esto dificultará la rehabilitación.

Una vez demolido el concreto, se debe reconstruir la sección original de la viga, con concreto proyectado, con dimensiones de 30x85 con 4 barras de 7/8" (o en su defecto de mayor diámetro) cercanas a la cara inferior con una distancia suficiente con estribos de diámetro 1/2" @ 20 cm, garantizando 5 cm de recubrimiento a la cara exterior de los estribos y un concreto con una relación a/c de 0,4 y un contenido de cemento de 400 kg/m³ de concreto.

En relación a las vigas principales, en las cuales se apoyan las vigas antes referidas, deberán ser reparadas en los segmentos en los cuales el estudio de corrosión indique contaminación con cloruros, eliminando por completo el concreto contaminado y sustituyendo el acero deteriorado por barras sanas de las mismas dimensiones existentes, así como los estribos correspondientes, de acuerdo al procedimiento indicado anteriormente. Para esto se debe previamente apuntalar las vigas secundarias que soportan directamente los intercambiadores.

Para el caso de las vigas que no se encuentran reforzadas en su zona perimetral y de las columnas, el material para relleno puede ser colocado por el método de "Concreto proyectado". El procedimiento debiera ejecutarse en dos etapas.

En la primera etapa debe colocarse el material necesario para llenar parcialmente los "noyos" hasta una profundidad tal que los extremos de las alas del perfil de acero queden libres en una longitud no menor de 3 cm. Finalizada esta primera etapa, se procederá a colocar el metal desplegado para definir la geometría del elemento estructural.

La segunda etapa se iniciará luego de colocado el metal desplegado y asegurada su posición. El material de relleno se colocará hasta garantizar un recubrimiento no menor de 3 cm, de los extremos de las alas del perfil metálico, y una protección de 6 cm en sus caras. Las superficies se rematarán con llana de madera dejando una superficie rústica fina. En esta etapa el material, que se colocará, será preparado eliminando el agregado liviano mediano, sustituyéndolo por agregado liviano fino.

Por otra parte el friso de recubrimiento se hará artesanalmente en una sola capa y el revestimiento de acabado se colocaría siguiendo las instrucciones del fabricante.

Losa de piso. En relación a la losa de piso se recomienda desarrollar una ingeniería básica y de detalle para la sustitución total de la misma, dado el avanzado estado de deterioro por efecto de la corrosión severa de la armadura, debido a que el concreto de la placa está totalmente contaminado con cloruros. Para ello, en primer lugar se debe realizar el levantamiento preciso para determinar las verdaderas longitudes de vigas principales y vigas secundarias; seguido de la

ubicación de los puntos/zonas en los cuales ocurren los derrames de agua salada que intervienen en el proceso. Adicionalmente se debe desarrollar un proyecto de drenaje de aguas saladas y aguas de lluvias, en el cual se definan las posiciones de los puntos de drenaje, los diámetros de las tuberías, su recorrido hasta los sitios de disposición final, las pendientes de la losa de piso, con sectores definidos y desniveles que garanticen el rápido escurrimiento de las aguas.

Por otra parte debe aplicarse un recubrimiento que controle la difusión de los cloruros provenientes del agua de proceso hacia la nueva placa y que al mismo tiempo permita el tráfico del personal que labora en la planta.

Así, se requiere desarrollar un proyecto estructural en detalle, para sustituir la placa existente. En relación a esto, se recomienda la sustitución por una nueva losa de concreto maciza de 20 cm de espesor. Es importante tomar en cuenta que la pendiente de la losa a vaciar responda a los niveles diseñados en el proyecto de drenaje con el objeto de obtener una solución integral.

Por razones de durabilidad, el concreto de la losa debe tener una relación agua/cemento máxima de 0,45 y un contenido mínimo de material cementante de 400 kg/m³ de concreto (cemento + 10 % microsílíce), así como un recubrimiento de 5 cm sobre la armadura.

El grado de deterioro que presenta la losa de concreto sugiere que ésta debe de apuntalarse de inmediato a distancias no mayores de 1 m de separación entre puntales y debe permanecer así hasta la total sustitución de esta. La demolición de la losa de concreto debe realizarse una vez hayan sido reparadas las vigas del segundo nivel y las columnas del primer nivel, para que de esta manera la losa de concreto no permita la caída de escombros en los equipos de la planta baja.

Una vez reparadas las vigas del primer nivel se debe proceder a la demolición de la losa por etapas. En esta fase se debe colocar una plataforma metálica en la parte inferior de la losa, que se encuentra soportada por los puntales y que sea lo suficientemente resistente para resistir el peso de los escombros, que se promueven durante la demolición de la losa. Esta plataforma tiene la finalidad de impedir la caída de escombros en los equipos de la planta baja.

La nueva Losa de concreto se vaciará por encima del nivel superior de las vigas del primer nivel, logrando así que los aceros que conforman la losa puedan pasar de manera continua a través de misma y que el vaciado de la totalidad de la losa pueda hacerse simultáneamente.

Para lograr la adherencia necesaria entre el concreto de las vigas reparadas y la nueva losa de concreto, el acabado de la cara superior de las vigas debe ser rugoso y deben de colocarse conectores de corte metálicos en la parte superior de las vigas, que queden embutidos en la losa, una vez esta sea vaciada.

El concreto suministrado en la losa debe ser premezclado y colocado mediante camiones provistos de bombas, ya que sería la única forma de poder realizar el vaciado en un mismo día, reduciendo así el tiempo de parada por este concepto.

De acuerdo al alto contenido de cemento y a la microsílíce que se le debe incorporar al concreto, este se debe curar durante 28 días de manera continua, debido al alto calor de hidratación que se genera en la mezcla. Este curado debe de realizarse con agua y utilizando barreras impermeables que dificulten la salida del agua, para lo cual se puede utilizar plástico; para finalmente construir el sistema de drenaje de agua salada y de lluvias e impermeabilizar.

6. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASTM C-876-87 “*Standard Test Method for Half-Cell Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete*”. (1987). Philadelphia. USA.

O. T. de Rincón y Miembros. DURAR. Red Temática XV.B. Durabilidad de la Armadura. “*Manual de Inspección, Evaluación y Diagnóstico de Corrosión en Estructuras de Hormigón Armado*”. CYTED ISBN 980-296-541-3. (1997). Subprograma XV.

Corrosión: Impacto Ambiental sobre Materiales. Maracaibo. Venezuela.

S. Feliú, J.A. González, V. Feliú, S. Jr. Feliú, M. L. Escudero, I.Rz. Maribona, V. Austiín, C. Andrade, J.A. Bolaño, F. Jiménez. “Corrosion Detecting Probes For Use With a Corrosion-Rate Meter for Electrochemically Determining the Corrosion Rate of Reinforced Concrete Structures”. (1993). U.S. Patent No. 5.259.944.

M. Sánchez, O. T. de Rincón, S. Delgado, E. Sánchez. “Corrosion in Reinforced Concrete Exposed to Chloride-Contaminated Waters”. *Materials Performance*, Vol. 46 No. 3, NACE International. (2007). pp. 48-53.

DURACON Collaboration, O. Trocónis de Rincón and coauthors. “Durability of concrete structures: Duracon, an Iberoamerican Project. Preliminary results”. *Building & Environment*. Elsevier Science LTD Publication. Vol 41 (7). (2006). pp. 952-962.

DURACON Collaboration, O. Trocónis de Rincón and coauthors. “Effect of the Marine Environment on Reinforced Concrete Durability in Iberoamerican Countries: DURACON Project/CYTED”. *Corrosion Science*. Elsevier Science LTD Publication. Vol. 49 (7). (2007). pp. 2832-2843.

International Concrete Repair Institute (ICRI). “Guide for Surface Preparation for the Repair of Deteriorated Concrete Resulting from Reinforcing Steel Corrosion”. (1995). Guideline Number 03730



Avaliação em obra da resistência superficial de revestimentos de argamassa

H. Carasek¹, O. Cascudo¹, M. S. J. dos Santos¹, N. Lemes¹

¹Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil, Praça Universitária, s/n., CEP 74605-220, Goiânia – GO – Brasil.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v1i2.10>

Artículo recibido el 19 de Octubre de 2010, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 05 de Enero de 2011. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores se publicará en el primer número del año 2012 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del tercer número del año 2011

© 2011 Alconpat Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 1, No. 2, Mayo – Agosto 2011, es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A.C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat_int@gmail.com, Página Web: www.alconpat.org
Editor responsable: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de derechos al uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derecho de Autor. Responsable de la última actualización de este número, Unidad de Informática ALCONPAT, Ing. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, fecha de publicación: 30 de mayo de 2011.

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.

RESUMO

O presente trabalho tem como objetivo avaliar, em obra, a resistência superficial à tração (RST) de revestimentos de argamassa. O ensaio para avaliação dessa propriedade ainda não é normalizado no Brasil, merecendo, portanto, estudos visando a sua futura padronização, haja vista ser a resistência superficial de um revestimento de argamassa um dos aspectos relevantes no que tange ao seu desempenho. Neste sentido, foram realizadas avaliações em duas obras de diferentes construtoras na cidade de Goiânia (estado de Goiás, Brasil), onde foram analisadas a influência do operador do ensaio, as influências do traço, local de aplicação e idade do revestimento, e a influência da ergonomia durante a produção do revestimento. Os resultados obtidos foram analisados empregando procedimentos estatísticos, tendo sido calculado o tamanho da amostra e realizadas análises de variâncias, além de correlações entre a RST e outros ensaios realizados. Como resultado, obteve-se que o tamanho da amostra compatível com a variabilidade obtida no ensaio é de 10 a 15 corpos-de-prova por situação individual de análise. Também se verificou que as variáveis estudadas (traço da argamassa, idade do revestimento e ação de intempéries) exercem influência significativa nos resultados de RST. Foram observadas correlações satisfatórias entre a RST e os resultados de ensaios de resistência de aderência ($r=0,87$), permeabilidade ($r=0,81$) e índice esclerométrico ($r=0,99$).

Palavras chave: revestimento; argamassa; resistência superficial; ensaio in situ.

ABSTRACT

This study aims to evaluate the surface tensile strength (STS) of mortar renderings on site. The test for evaluating this property is not yet standardized in Brazil, therefore, it deserves studies towards its standardization, considering that it is one of the most relevant properties concerning the performance of renderings. The evaluations were conducted in two different construction sites in the city of Goiânia (Goiás, Brazil), which analyzed the influence of the operator of the test, the mortar mix proportions, age and site of rendering application, as well as the influence of ergonomics factors during render production. The results were analyzed using statistical procedures, estimating the sample size and performing an analysis of variance, as well correlations between the STS and other tests. It was found that the sample size compatible with the variability obtained in the test was 10 to 15 samples per individual condition of analysis. It was also noted that the factors (mix proportion of mortar, age of the rendering and bad weather action) exert significant influence on the results of STS. Satisfactory correlations between the STS and the results of bond strength ($r = 0.87$), water permeability ($r = 0.81$) and sclerometric index ($r = 0.99$).

Key words: render; mortar; surface tensile strength; in situ test.

Autor de contacto: Helena Carasek (hcarasek@gmail.com)

1. INTRODUÇÃO

O emprego de revestimentos de argamassa no Brasil é uma das práticas mais comuns em obras de edifícios multipavimentos, sendo utilizados para receber o acabamento em pintura, ou como emboço na aplicação do acabamento de peças cerâmicas.

Para avaliar o desempenho do revestimento de argamassa é necessário que sejam feitas inspeções através de ensaios e procedimentos de verificação relativos à qualidade, constatando seu potencial, sobretudo em relação à durabilidade.

As principais funções de um revestimento de argamassa de parede são:

- a) proteger a alvenaria e a estrutura contra a ação do intemperismo, no caso dos revestimentos externos;
- b) integrar o sistema de vedação dos edifícios, contribuindo com diversas funções, tais como: isolamento térmico (~30%), isolamento acústico (~50%), estanqueidade à água (~70 a 100%), segurança ao fogo e resistência ao desgaste e abalos superficiais;
- c) regularizar a superfície dos elementos de vedação e servir como base para acabamentos decorativos, contribuindo para a estética da edificação.

Visando satisfazer às funções citadas anteriormente, algumas propriedades tornam-se essenciais para essas argamassas, a saber:

- a) trabalhabilidade, especialmente consistência, plasticidade e adesão inicial;
- b) retração;
- c) aderência;
- d) permeabilidade à água;
- e) resistência mecânica, principalmente a superficial;
- f) capacidade de absorver deformações.

No caso específico da resistência mecânica, propriedade discutida neste trabalho, ela diz respeito à propriedade dos revestimentos de possuírem um estado de consolidação interna capaz de suportar esforços mecânicos das mais diversas origens e que se traduzem, em geral, por tensões simultâneas de tração, compressão e cisalhamento. Esforços como o desgaste superficial, impactos ou movimentação higroscópica são exemplos de solicitações que exigem resistência mecânica dos revestimentos, pois geram tensões internas que tendem a desagregá-los (Selmo, 1989). Um dos principais problemas nos revestimentos, associado à resistência mecânica da argamassa, é a baixa resistência superficial, que se traduz na pulverulência, prejudicando a fixação das camadas de acabamento, como a pintura ou, mais grave ainda, as peças cerâmicas (Carasek, 2007).

A análise e o diagnóstico da resistência superficial dos revestimentos de argamassa têm utilizado diferentes parâmetros indiretos que buscam medir principalmente a resistência ao desgaste superficial ou à abrasão, à pulverulência, ao impacto e ao risco, conforme citado no documento do National Center for Preservation Technology and Training (1999).

Tendo em vista a necessidade de se obter parâmetros e valores práticos que avaliam o revestimento de uma forma direta, no Brasil tem sido utilizado em obras e em pesquisas no meio científico¹ o ensaio de resistência superficial à tração – RST, adaptado do método de ensaio de determinação da resistência de aderência à tração da NBR 13.528 (ABNT, 1995), ainda não normalizado, considerando esta característica superficial do revestimento. Cabe destacar-se que o método brasileiro de determinação da resistência de aderência é similar ao prescrito pela norma europeia EN 1015-12 (2000).

¹ Alguns trabalhos brasileiros que citam o emprego deste método adaptado são: Pereira (2000); Pereira, Francinete Jr. e Carasek (2005) Temoche-Esquivel *et al.* (2005); Costa (2007).

2. OBJETIVO

Constitui-se objetivo deste trabalho estudar diversos aspectos relacionados ao método de ensaio de determinação da resistência superficial por tração, adaptado do método prescrito pela ABNT: NBR 13528 para avaliação da resistência de aderência à tração. Os aspectos avaliados foram: influência do operador, variabilidade dos resultados e determinação do tamanho da amostra, influência do proporcionamento da argamassa e da idade do revestimento, influência da ergonomia, além de correlações entre resistência superficial e outros ensaios realizados no revestimento.

3. METODOLOGIA

Foi realizado um estudo experimental, em duas obras de edifícios multipavimentos da cidade de Goiânia, Goiás, Brasil (denominadas neste trabalho Obra A e B), de duas diferentes construtoras, sendo separados em cada uma delas dois painéis de alvenaria de blocos cerâmicos que foram revestidos com argamassa e testados quanto à resistência superficial.

3.1 Materiais

Os materiais empregados no preparo das argamassas de chapisco e de revestimento foram os seguintes:

- a) Obra A: cimento Portland CP II-Z, cal hidratada CH-III e areia natural de rio média;
- b) Obra B: cimento Portland CP II-Z, cal hidratada CH-I e areia natural de rio média.

O chapisco foi preparado com um proporcionamento de 1:3, em volume, cimento e areia, para as duas obras. Já a argamassa de revestimento foi preparada com distintos traços em volume, a saber: 1:1:6 e 1:2:8, respectivamente para as obras A e B.

As Tabelas 1 e 2 apresentam um resumo da caracterização das argamassas empregadas, no estado fresco e no estado endurecido, respectivamente.

Tabela 1. Caracterização das argamassas no estado fresco.

ENSAIO	NORMA	RESULTADO MÉDIO	
		Obra A	Obra B
Densidade de massa (g/cm ³)	NBR 13278 (1995)	1,96	1,86
Penetração do cone (mm)	ASTM C 780 (1996)	43,75	56,88
Retenção de água (%)	NBR 13277 (1995)	90,23	91,12
Teor de ar incorporado (%)	NBR 11686 (1990)	2,53	7,50

Tabela 2. Caracterização das argamassas no estado endurecido.

ENSAIO	NORMA	RESULTADO MÉDIO			
		OBRA A		OBRA B	
		7 dias	35 dias	7 dias	35 dias
Resistência à compressão (MPa)	NBR 5739 (1986)	4,07	7,24	2,88	3,86
Resistência à tração (MPa)	NBR 7222 (1982)	0,59	0,89	0,37	0,50

3.2 Métodos de ensaio

O ensaio de determinação da resistência superficial por tração (RST) realizado não é ainda normalizado e baseia-se no método de determinação da resistência de aderência à tração – NBR 13528 (ABNT, 1995), sendo a única diferença que não é realizado o corte do revestimento (até a base), ensaiando-se assim a camada superficial do revestimento.

Assim, para a realização do ensaio RST foi utilizado um equipamento para a aplicação de esforço à tração (equipamento hidráulico-manual com capacidade de carga de 1 kN e acurácia 2%, do fabricante Consultare), pastilhas metálicas circulares com 50 mm de diâmetro e cola de base poliéster. A realização do ensaio seguiu as seguintes etapas:

- Limpeza da superfície e execução da marcação com gabarito das posições onde seria realizado o ensaio;
- Colagem da pastilha (Figuras 1 e 2);
- Após a secagem da cola, acoplamento do equipamento de aplicação de esforço à tração na pastilha (Figura 3);
- Aplicação da carga até a ruptura da fração superficial do revestimento (Figura 4);
- Anotação da carga e registro da forma de ruptura (diâmetro e profundidade do arrancamento) observado nas Figuras 5 e 6.



Figura 1. Aplicação da cola na pastilha para posteriormente fixar na parede



Figura 2. Pastilha metálica colada no revestimento.



Figura 3. Realização do ensaio



Figura 4. Detalhe da célula de carga do equipamento de arranchamento

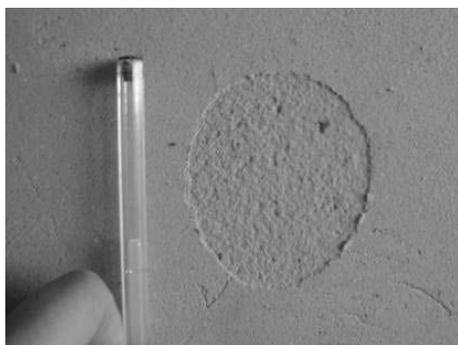


Figura 5. Ruptura tipo superficial



Figura 6. Ruptura tipo profunda

Em cada painel testado foram ensaiados 30 corpos-de-prova de RST, sendo realizados ensaios nas idades de 7 e 35 dias após a execução do revestimento. Apenas em uma das situações não foi realizado o teste aos 35 dias, e em alguns casos foram perdidos alguns poucos resultados (problemas de ensaio) resultando, portanto, um total de 202 corpos-de-prova testados e válidos para análise.

Complementarmente, foram realizados os ensaios de resistência de aderência à tração - NBR 13528 (ABNT, 1995), com 6 corpos-de-prova, permeabilidade/absorção de água pelo método do cachimbo CSTC – NIT 140 (CSTC, 1982), com 3 corpos-de-prova (Figura 7), e esclerometria de pêndulo, com 10 impactos por situação (Figura 8).



Figura 7. Ensaio de Permeabilidade/absorção.



Figura 8. Esclerômetro de pêndulo.

3.3 Condições dos painéis testados

Em cada obra, os painéis de alvenaria de blocos cerâmicos, com dimensões de aproximadamente 2,5 m x 2,5 m, foram revestidos seguindo o procedimento adotado por cada uma das empresas. Em cada obra, testou-se um painel com preparo da base (chapisco) e um sem preparo.

Todos os painéis de revestimento em argamassa foram executados por profissionais experientes que realizaram as etapas de chapisco (nas paredes pré-definidas), lançamento da argamassa (Figura 9), sarrafeamento com régua metálica e acabamento com desempenadeira (Figura 10). Cabe destacar-se que estes procedimentos sofrem variações da força do lançamento (na aplicação) e da pressão exercida no sarrafeamento e desempeno (acabamento) em função da ergonomia do operador (observar nas Figuras 9 e 10 que na altura média do painel as condições de trabalho são bem melhores do que na parte superior ou inferior).

No caso da realização dos ensaios, cuidados especiais foram tomados para garantir posição ergonômica do operador, utilizando-se para tanto uma plataforma quando da realização dos ensaios nas partes superiores dos painéis (Figura 11). Os experimentos foram realizados por três operadores distintos (α , β e γ), mas a grande maioria por dois deles por α e β , que, portanto, serão objeto de análise neste artigo.



Figura 9. Aplicação manual da argamassa na parede.



Figura 10. Desempenamento do emboço para o acabamento.



Figura 11. Realização do ensaio em alturas mais elevadas.

A Tabela 3 apresenta um resumo das condições de cada um dos painéis testados.

Tabela 3. Condição dos painéis testados.

OBRA	CÓDIGO DO PAINEL	LOCAL	CHAPISCO	OPERADOR DO ENSAIO	IDADE TESTADA	NÚMERO DE CP'S TESTADOS
A	A1	Interno	sim	$\alpha + \gamma$	7 dias	27
	A2	Interno	Sim	α	35 dias	30
	A3	Externo	Não	$\alpha + \beta$	7 dias	28
	A4	Externo	não	β	35 dias	30
B	B1	Interno	Não	α	7 dias	29
	B2	Externo	Sim	α	7 dias	29
	B3	Externo	sim	$\beta + \alpha$	35 dias	29
Total de corpos-de-prova						200

3.4 Avaliações realizadas

Com os resultados obtidos no ensaio de resistência superficial para cada painel, calcularam-se os valores médios e os coeficientes de variação. Foi então realizada uma análise cronológica da evolução dos coeficientes de variação obtidos nos painéis testados, visando verificar se ocorria a redução do coeficiente de variação à medida que os diferentes operadores do ensaio adquiriam prática na sua realização.

Após isto, com base em um coeficiente de variação médio, foi realizada uma análise estatística, baseada em Nanni e Ribeiro (1987), visando determinar o tamanho da amostra ideal para o ensaio, empregando o coeficiente de variação médio obtido nos ensaios em obra. Para tanto, adotou-se o seguinte procedimento:

Para a obtenção do número de amostra (n) utilizou-se a fórmula:

$$n = Z^2_{\alpha/2} * \frac{CV^2}{ER^2} \quad (1)$$

Onde: CV = Coeficiente de variação; ER = Erro relativo; $Z_{\alpha/2}$ = Variável padronizada da função de distribuição normal.

Posteriormente ajustou-se sucessivamente o valor de “n” encontrado através da tabela “t de Student”, determinando o valor de “n” final através da fórmula:

$$n = t^2_{\alpha/2} * \frac{CV^2}{ER^2} \tag{2}$$

Quando “n” final dos sucessivos ajustes tornaram-se iguais, assumiu-se que o ajuste converteu para o tamanho da amostra.

Outra avaliação realizada foi quanto à influência da ergonomia nos resultados de resistência superficial, ou seja, a influência da posição do revestimento testado no painel (principalmente a altura) em relação às condições de aplicação da argamassa pelo pedreiro. Assim, os 30 corpos-de-prova em cada painel, foram distribuídos aleatoriamente em toda a área e identificados com relação a sua posição por meio de coordenadas (XY).

Também com os resultados dos ensaios de Resistência Superficial à Tração (RST), realizou-se uma Análise de Variância (ANOVA), empregando-se para tanto o programa computacional Statistica 7, verificando-se as variáveis significativas no ensaio. Ainda se utilizando do programa foram buscadas correlações entre a RST e com outros parâmetros avaliados, tais como a resistência de aderência, o coeficiente de permeabilidade e índice esclerométrico. Para tanto, baseou-se no manual do programa Statistica 7 elaborado por Calado e Montgomery (2003).

A avaliação qualitativa de coeficiente de regressão (r) quanto à intensidade pode assumir tanto valores positivos (+) como negativos (-), conforme ilustrado na Figura 12. A magnitude de r indica quão próximos da "reta" estão os pontos individuais. Quando o r se aproxima de +1 ou de -1 indica pouca dispersão e uma correlação muito forte, positiva ou negativa. Quando o r se aproxima de "zero" indica muita dispersão e uma ausência de relacionamento.

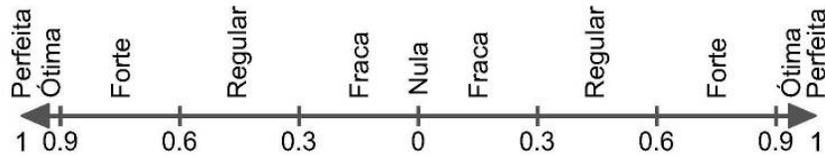


Figura 12. Avaliação qualitativa de coeficiente de regressão.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

A Tabela 4 apresenta os resultados individuais de resistência superficial à tração obtidos em cada uma das condições testadas.

Tabela 4. Valores individuais de resistência superficial (em MPa).

CPs	A1	A2	A3	A4	B1	B2	B3
1	0,14	0,44	0,26	0,55	0,24	0,09	0,08
2	0,17	0,25	0,25	0,21	0,24	0,14	0,12
3	0,14	0,31	0,17	0,16	0,11	0,20	0,24
4	0,25	0,50	0,17	0,34	0,06	0,18	0,29
5	0,28	0,50	0,18	0,47	0,24	0,22	0,20
6	0,31	0,28	0,22	0,18	0,11	0,12	0,37
7	0,31	0,52	0,17	0,27	0,28	0,32	0,20
8	0,42	0,44	0,18	0,36	0,11	0,26	0,12
9	0,55	0,50	0,10	0,17	0,17	0,26	0,13

10	0,55	0,55	0,18	0,22	0,23	0,30	0,13
11	0,25	0,42	0,30	0,42	0,17	0,27	0,36
12	0,28	0,28	0,26	0,40	0,18	0,29	0,44
13	0,55	0,44	0,15	0,21	0,23	0,29	0,23
14	0,34	0,20	0,15	0,27	0,13	0,27	0,39
15	0,76	0,44	0,07	0,23	0,18	0,30	0,43
16	0,31	0,44	0,11	0,23	0,26	0,38	0,34
17	0,39	0,31	0,16	0,51	0,17	0,23	0,23
18	0,50	0,44	0,16	0,47	0,21	0,40	0,60
19	0,39	0,36	0,28	0,27	0,11	0,34	0,33
20	0,44	0,68	0,07	0,31	0,07	0,21	0,36
21	0,42	0,42	0,21	0,22	0,35	0,32	0,27
22	0,25	0,78	0,12	0,18	0,27	0,27	0,27
23	0,55	0,20	0,18	0,29	0,14	0,46	0,33
24	0,28	0,28	0,16	0,54	0,24	0,21	0,32
25	0,34	0,20	0,19	0,38	0,29	0,38	0,24
26	0,31	0,23	0,14	0,32	0,15	0,20	0,22
27	0,25	0,25	0,12	0,32	0,20	0,23	0,15
28	-	0,25	0,10	0,17	0,15	0,17	0,11
29	-	0,42	-	0,16	0,13	0,20	0,12
30	-	0,55	-	0,25	-	-	-
Nº de CPs	27	30	28	30	29	29	29
Média (MPa)	0,36	0,40	0,17	0,30	0,19	0,26	0,26
DP (MPa)	0,15	0,14	0,06	0,12	0,07	0,09	0,12
CV (%)	42	35	35	40	37	35	46

4.1 Influência do operador no ensaio de Resistência Superficial à Tração

Os ensaios foram realizados seguindo a seqüência cronológica de execução apresentada na Tabela 5, a influência do operador na variação dos resultados, bem como do ganho de experiência por parte dos operadores na redução do coeficiente de variação, pode ser observada na Figura 13.

Tabela 5. Seqüência de execução de ensaios.

Seqüência de execução dos ensaios	Código do Painel	Operador	Coefficiente de Variação (%)
1	A1	$\alpha + \gamma$	42
2	A2	α	35
3	A3	$\alpha + \beta$	35
4	B1	α	37
5	B2	α	35
6	B3	$\beta + \alpha$	46
7	A4	β	40

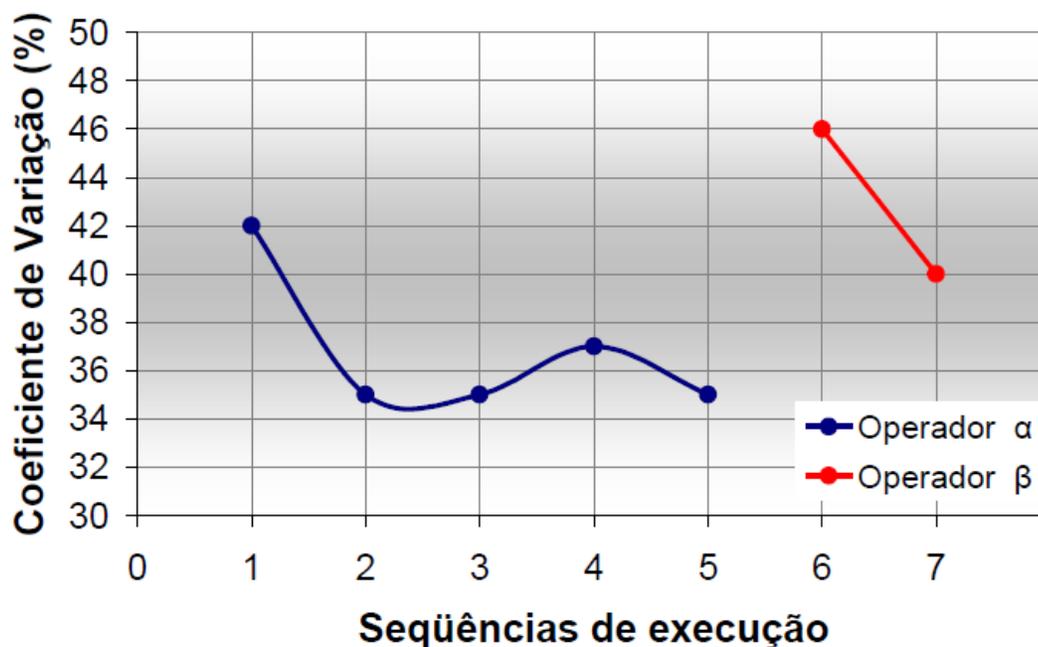


Figura 13. Coeficiente de variação dos resultados de resistência superficial em função da seqüência cronológica de execução, separados por operador.

Os resultados das seqüências 1 e 6 demonstram os coeficientes de variação obtidos na primeira execução do ensaio para cada um dos operadores α (e β), os quais ainda n ão tinham experiênci na realizaçã do teste e, portanto, introduziram grande variaçã nos resultados. Apõs a primeira execuçã os coeficientes de variaçã obtiveram uma queda significativa, de 7% e 6%, respectivamente para os operadores α e β , ficando mais estáveis, por volta de 36%. Observa-se entã a necessidade de treinamento da mã-de-obra que realizarã o ensaio, visando à reduçã da variabilidade obtida.

Tabela 6. Valores finais adotados para cálculo.

Seqüência de execução dos ensaios	Código do Painel	Operador	Coeficiente de Variação (%)
2	A2	α	35
3	A3	$\alpha + \beta$	35
4	B1	α	37
5	B2	α	35
7	A4	β	40
Média			36

Assim, para o cálculo do tamanho da amostra, conforme descrito no item 3.4, empregou-se, entã, a média dos coeficientes de variaçã obtidos (CV = 36%, conforme Tabela 6), excluindo-se a primeira execuçã de cada operador e adotando-se os valores já estabilizados devido à experiênci dos operadores.

4.2 Tamanho da amostra para ensaio de Resistência Superficial à Tração

Para um nível de confiança de 95%, tem-se que $Z_{\alpha/2} = Z_{0,025} = 1,96$ (valor tabelado da distribuição normal). Adotando-se o CV médio de 36% e aceitando um ER = 20%, tem-se o cálculo do tamanho da amostra apresentado na Tabela 7. Na Tabela 8 é mostrado o cálculo quando se adota o CV médio de 36% e se aceita um erro um pouco maior, de 25%.

Tabela 7. Cálculo do tamanho da amostra para CV 36 % e Erro 20%.

		n = 12, 11 graus de liberdade		n = 16, 15 graus de liberdade		n = 15, 14 graus de liberdade	
CV	36	CV	36	CV	36	CV	36
ER	20	ER	20	ER	20	ER	20
$Z_{0,025}$	1,960	$Z_{0,025}$	2,201	$Z_{0,025}$	2,131	$Z_{0,025}$	2,145
n	12,45	n	15,70	n	14,71	n	14,91
n ~	12	n ~	16	n ~	15	n ~	15

No caso do erro admitido de 20% observou-se a convergência para um número igual a 15 corpos-de-prova.

Tabela 8. Cálculo do tamanho da amostra para CV 36 % e Erro 25%.

		n = 8, 7 graus de liberdade		n = 12, 11 graus de liberdade		n = 10, 9 graus de liberdade		n = 11, 10 graus de liberdade	
CV	36	CV	36	CV	36	CV	36	CV	36
ER	25	ER	25	ER	25	ER	25	ER	25
$Z_{0,025}$	1,96	$Z_{0,025}$	2,365	$Z_{0,025}$	2,201	$Z_{0,025}$	2,262	$Z_{0,025}$	2,228
n	7,97	n	11,60	n	10,05	n	10,61	n	10,29
n ~	8	n ~	12	n ~	10	n ~	11	n ~	10

Para um erro de 25% ocorreu a convergência para uma amostragem igual a 10 corpos-de-prova. O tamanho de amostra inicialmente encontrado (15 CPs) é bastante elevado refletindo a alta variação obtida, típica de ensaios realizados em revestimentos de argamassa, principalmente quando estes são aplicados em condições de obra. A esse respeito, cabe destacar-se que são frequentes coeficientes de variação no ensaio de resistência de aderência oscilantes entre 10% e 35% e em alguns casos esse coeficiente supera 50% (Cincotto, Silva e Carasek, 1995; Carasek, 2007; Costa, 2007). Por outro lado, é importante ressaltar que, no enfoque de ciência dos materiais, está se falando de um material frágil (argamassa), o qual se caracteriza por apresentar uma alta dispersão dos resultados de ruptura. Uma alternativa para a diminuição do número de corpos-de-prova é a aceitação de um erro um pouco maior, mas ainda aceitável para experimentos em obra, de 25% (NANNI; RIBEIRO, 1987) que reduziria o tamanho da amostra para 10 corpos-de-prova, mais viável de realização em obra.

4.3 Análise de Variância (ANOVA) dos resultados globais RST

A Tabela 9 apresenta os resultados da Análise de Variância (ANOVA) realizada visando verificar quais fatores estudados (apresentados na Tabela 3) exercem influência significativa nos resultados de resistência superficial do revestimento (apresentados na Tabela 4).

Fonte	SQ	GL	MQ	Fcal	Ftab	Resultado
Obra	0,2986	1	0,2986	21,5256	3,8826	Significativo
Local	0,1134	1	0,1134	8,1747	3,8826	Significativo
Idade	0,1760	1	0,1760	12,6916	3,8826	Significativo
Erro	3,1626	228	0,0139			

Onde: SQ = soma dos quadrados; GL = Grau de liberdade; MQ = Média dos quadrados; F = parâmetro de Fischer para o teste de significância dos efeitos.

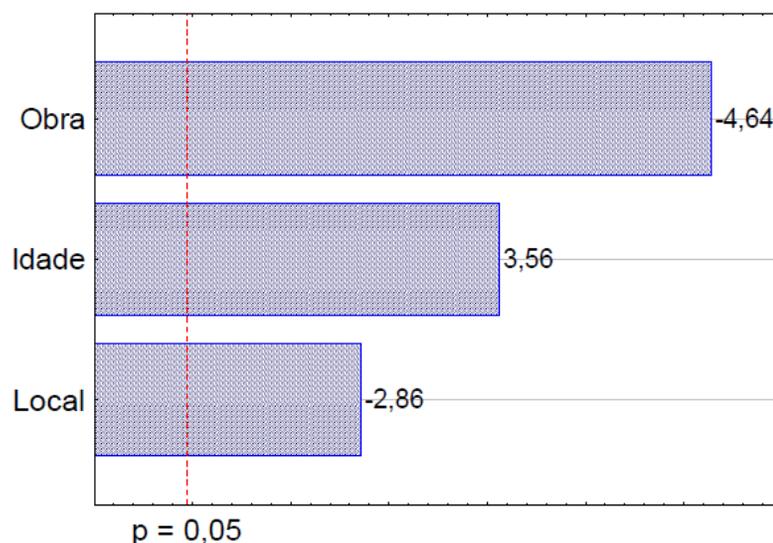


Figura 14. Diagrama de Pareto mostrando significância das variáveis da análise de variância (ANOVA) para a Resistência Superficial à Tração.

Na ANOVA realizada todos os fatores são significativos; observando-se o diagrama de Pareto (Figura 14) pode-se notar que a obra exerce uma maior influência, isso acontece devido à variação do traço da argamassa aplicada além da técnica de execução e do operário estarem englobados em cada obra das duas construtoras avaliadas. A idade é significativa, ocorrendo um aumento da resistência de 7 para 35 dias, explicado pela hidratação do cimento e da carbonatação da cal ao longo do tempo. A significância do local de execução do revestimento é explicada devido às influências das intempéries de maior intensidade encontradas na parede externa, entre elas insolação, ciclos de molhagem e secagem (chuva) e variação intensidade de CO₂.

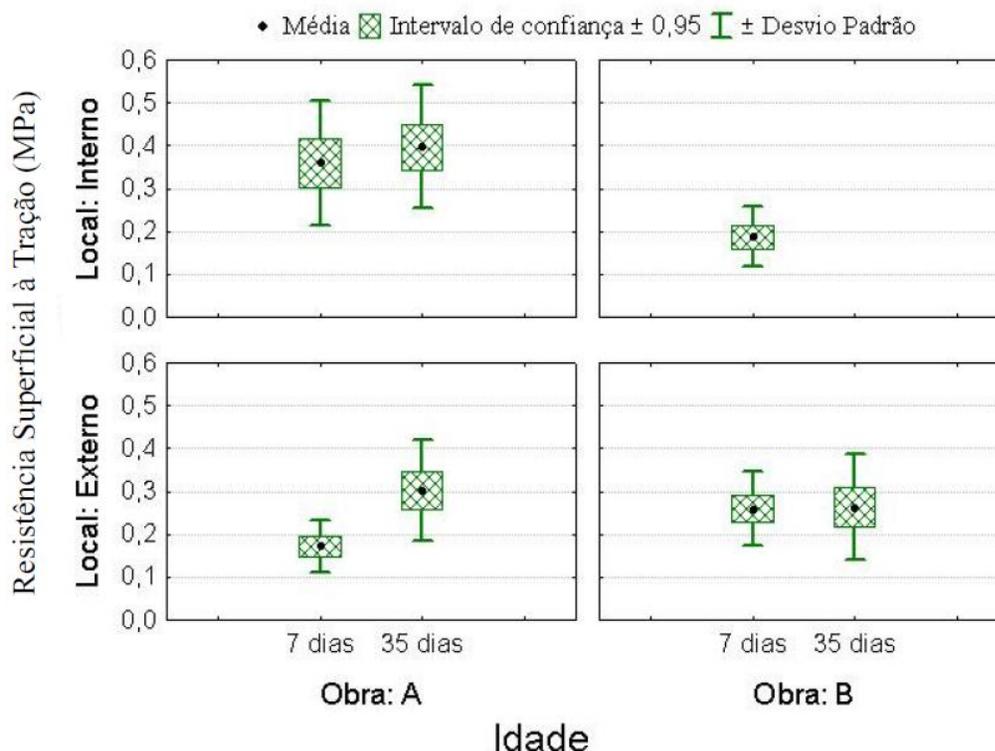


Figura 15. Valores médios globais da Resistência Superficial à Tração (em MPa) para todos os traços de argamassa estudados com seus intervalos de confiança de 95% e seus desvios padrões.

Na Figura 15 pode-se observar a evolução da resistência superficial à tração ao longo do tempo; todos os revestimentos estudados apresentaram um comportamento semelhante e tiveram um crescimento nos resultados dos 7 dias para os 35 dias de idade. O maior crescimento ocorreu na parede externa da Obra A. Isto pode ser explicado em função do traço da Obra A ser mais rico em cimento, o que lhe confere um maior ganho de resistência ao longo do tempo.

Para os ensaios realizados na parede interna da Obra A e na parede externa da Obra B, onde se aplicou chapisco sobre o substrato, foi possível observar resultados com valores de resistência superiores em relação aos ensaios realizados sem chapisco. Esta observação é interessante uma vez que o teste é realizado na superfície do revestimento. Isto confirma que a base e sua capacidade de sucção de água exercem influência até a superfície do revestimento e não só na interface substrato/argamassa, como já é bem conhecido pelos estudos de resistência de aderência de revestimentos. A influência da base na RST de revestimentos já havia sido constatada por Pereira, Carasek e Francinete Jr. (2005), quando foram notados resultados superiores de resistência dos revestimentos aplicados sobre blocos de concreto aos aplicados sobre blocos cerâmicos.

Na parede interna da obra B não houve realização do ensaio aos 35 dias devido a problemas de acesso ao local no dia de execução do ensaio.

4.4 Influência da ergonomia

A Figura 16 apresenta um exemplo de gráfico obtido com as iso-tensões nos painéis de revestimento.

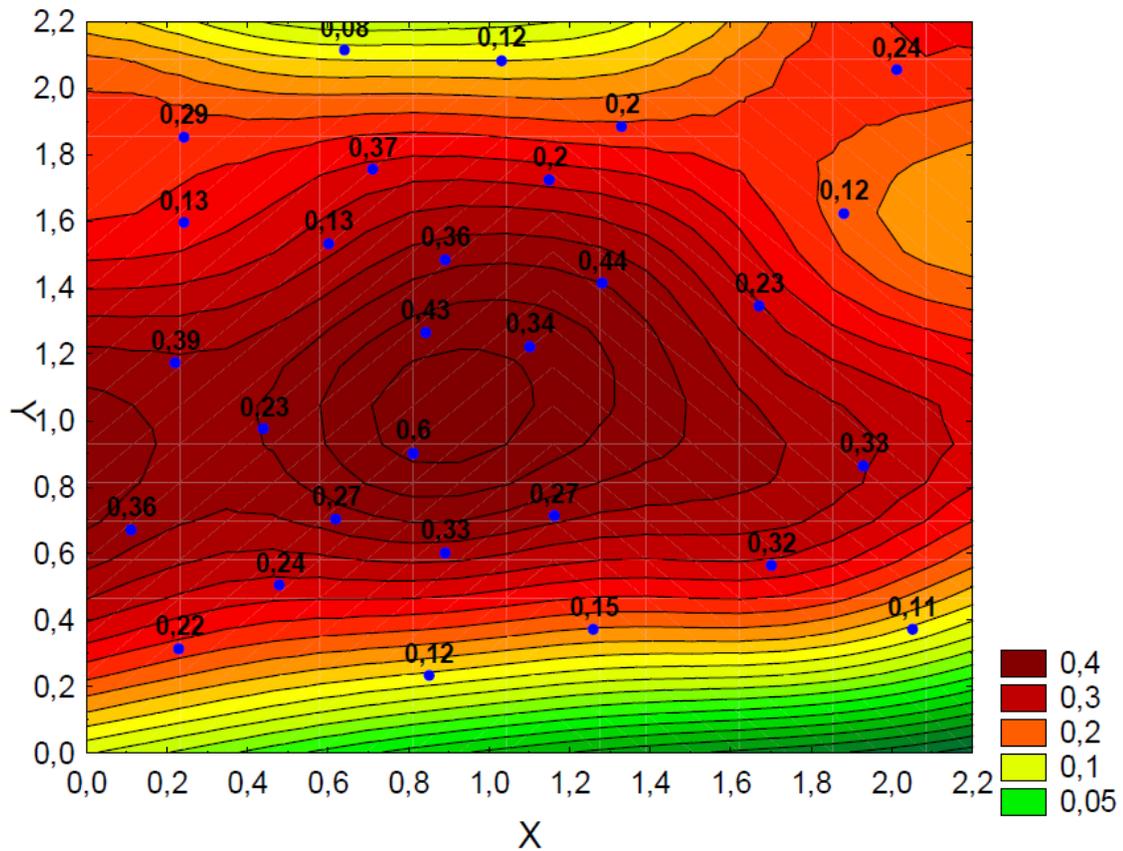


Figura 16. Curvas de iso-tensão (em MPa) do painel B3.

Nesta figura pode-se observar a influência da ergonomia nos resultados de resistência superficial, ou seja, a influência da posição do revestimento testado no painel (principalmente a altura) em relação às condições de aplicação da argamassa pelo pedreiro.

Para analisar a influência da ergonomia nos resultados de RST, o painel foi dividido em níveis de distribuição vertical e horizontal, mostrados na Tabela 10. As Figuras 17 e 18 mostram os resultados dos valores médios globais da resistência superficial em relação à posição na horizontal e na altura, respectivamente.

Tabela 10. Divisão dos painéis para a avaliação da ergonomia.

Posição	Altura	Níveis
Esquerda	Baixo	$0,75 \text{ m} \geq X > 0$
Centro	Médio	$1,50 \text{ m} \geq X > 0,75 \text{ m}$
Direita	Alto	$X > 1,50 \text{ m}$

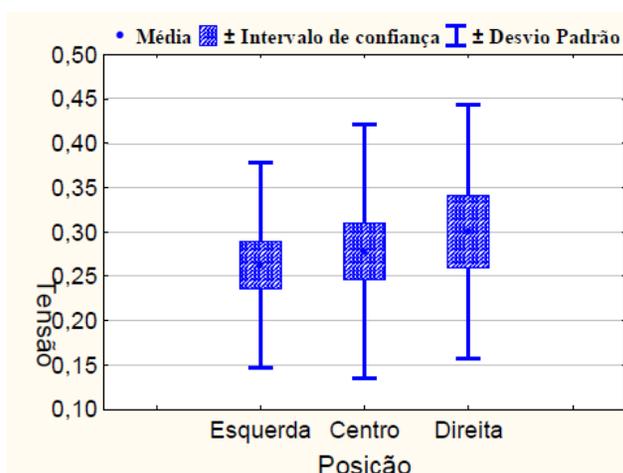


Figura 17. Valores médios globais da resistência superficial (em MPa) em relação à posição na horizontal.

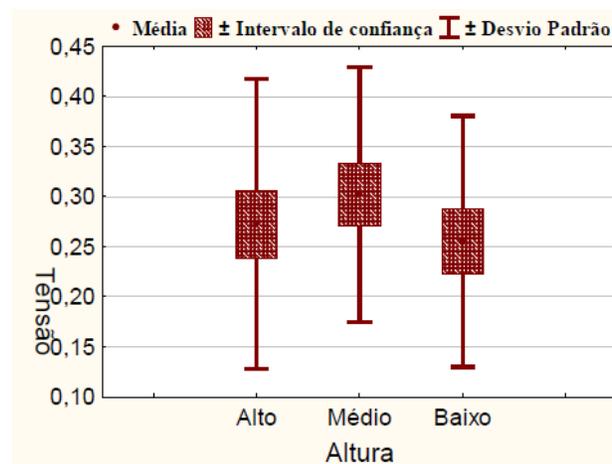


Figura 18. Valores médios globais da resistência superficial (em MPa) em relação à altura.

Cabe salientar-se que as regiões “alto” e “baixo” dos painéis, contém, respectivamente, encontros com a laje e com o piso, já nas laterais (posição horizontal), os painéis da obra B têm em sua lateral esquerda o encontro de paredes. Estas situações restringem os movimentos completos do operário na fase de execução, aplicação e acabamento, do revestimento de argamassa o que prejudica a resistência superficial. Com base nessa informação podem-se explicar as oscilações de resistência encontradas (Figuras 17 e 18); observa-se que nas regiões onde o movimento é restrito há uma redução no valor de tensão comparado com as regiões de livre movimentação. Por outro lado, as variações observadas com relação à altura, são explicadas também, e principalmente, pela maior energia de aplicação da argamassa (ao chapar), bem como a maior pressão ao sarrafear e desempenar o revestimento, conseqüência da posição mais adequada para a realização do trabalho pelo pedreiro.

4.5 Correlações da RST com outros ensaios

Nas tabelas a seguir são mostrados os resultados médios obtidos nos demais ensaios executados nos revestimentos de argamassa a fim de tentar estabelecer correlações com a RST.

a) Resistência de aderência à tração

A Tabela 11 apresenta os resultados médios de resistência de aderência à tração obtidos nos painéis testados e a Tabela 12 os percentuais das diferentes rupturas obtidas, anotadas de acordo com a Figura 19.

Tabela 11. Resultados médios obtidos no ensaio de aderência à tração.

Painéis	A1	A2	A3	A4	B1	B2	B3
Nº de ensaios	5	6	6	6	6	6	6
Tensão (MPa)	0,17	0,24	0,04	0,10	0,09	0,11	0,17

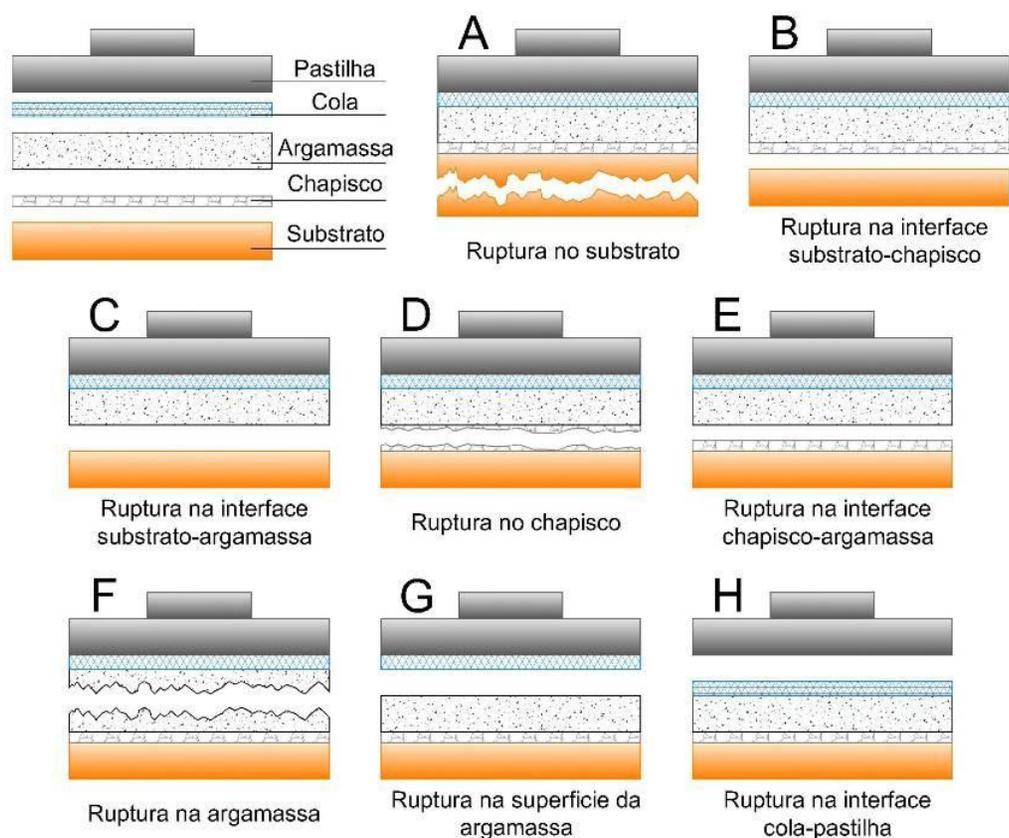


Figura 19. Formas de ruptura no ensaio de determinação da resistência de aderência à tração de revestimento

Tabela 12. Percentuais dos diferentes tipos de ruptura obtidos nos ensaios de resistência de aderência.

Forma	Local de Ruptura	A1	A2	A3	A4	B1	B2	B3
A	substrato	-	-	-	-	-	-	-
B	substrato / chapisco	-	33%	-	-	-	-	-
C	substrato / argamassa	-	-	100%	100%	84%	-	-
D	chapisco	-	17%	-	-	-	-	-
E	chapisco / argamassa	70%	-	-	-	-	-	-
F	argamassa	30%	50%	-	-	16%	100%	100%
G	superficial	-	-	-	-	-	-	-
H	cola	-	-	-	-	-	-	-

A Figura 20 apresenta a correlação obtida entre os resultados médios de resistência de superficial de resistência de aderência à tração.

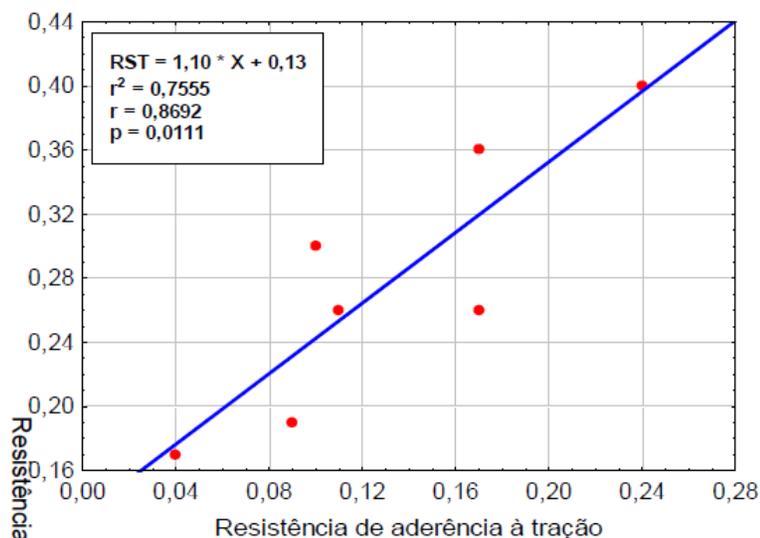


Figura 20. Correlação entre RST e resistência de aderência dos revestimentos, em MPa.

b) Permeabilidade/absorção de água pelo método do cachimbo

A partir dos gráficos de absorção de água ao longo do tempo, obtidos no método do cachimbo, foram calculados os coeficientes de permeabilidade para cada uma das situações testadas, utilizando a metodologia proposta por Dias (2003). Os valores médios dos coeficientes de permeabilidade estão apresentados na Tabela 13 e a Figura 21 apresenta a correlação obtida entre a RST e permeabilidade dos revestimentos.

Tabela 13. Resultados obtidos no ensaio de permeabilidade/absorção de água.

Painéis	A	A	A	B	B	B
Nº de ensaios	3	3	3	2	2	2
<i>Coefficiente de Permeabilidade A₂₋₈ (ml x min)</i>	7,30	8,45	7,35	8,95	9,10	9,30

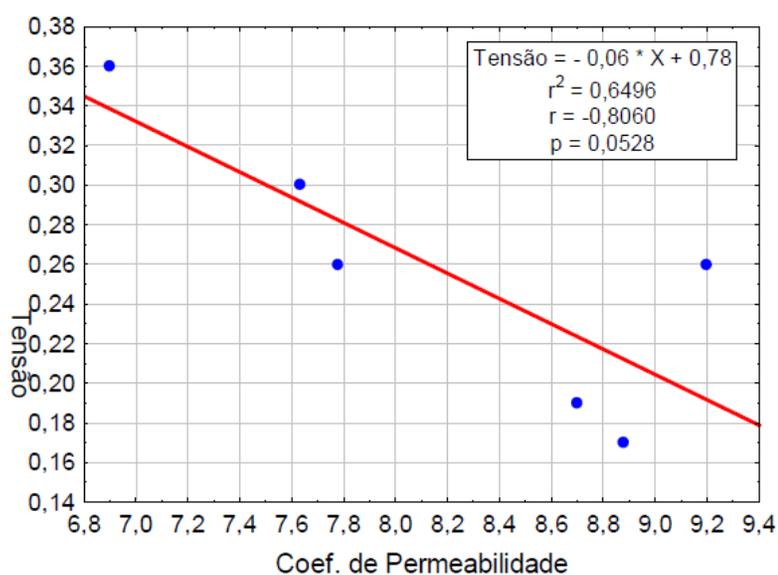


Figura 21. Correlação entre RST (MPa) e coeficiente de permeabilidade (mL. Min) dos revestimentos.

c) Esclerometria de pêndulo

A Tabela 14 apresenta os resultados médios do índice esclerométrico obtidos nas diferentes situações testadas.

Tabela 14. Índice esclerométrico.

Painéis	A4	B1	B2	B3
Nº de ensaios	10	10	10	10
Valor Médio	77,9	61,2	60,3	70,9

A Figura 22, a seguir, ilustra a correlação obtida entre a resistência superficial e o índice esclerométrico.

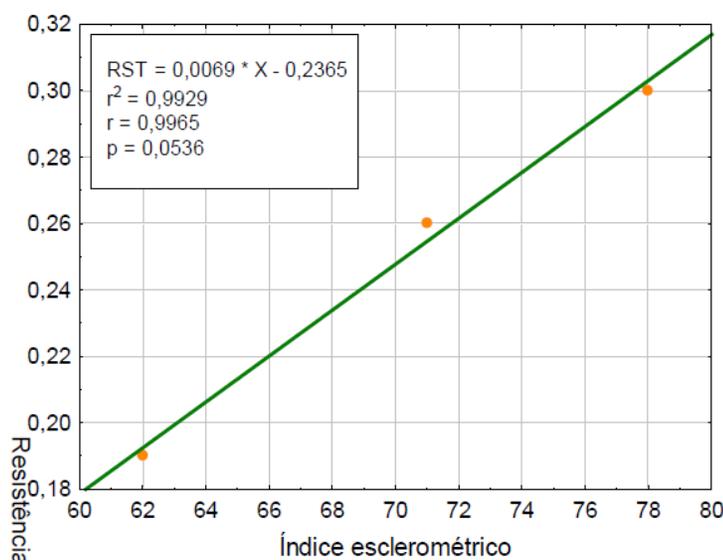


Figura 22. Correlação entre RST (MPa) e índice esclerométrico dos revestimentos.

Nas três figuras anteriores, pode-se observar que a resistência superficial à tração apresenta boa correlação com os demais resultados de ensaios. Os valores de r obtidos, confrontados com os parâmetros da Figura 12, foram:

RST x resistência de aderência – valor de r igual a 0,87, que indica uma correlação forte (Figura 20);

RST x coeficiente de permeabilidade - valor de r igual a 0,81, que indica uma correlação forte (Figura 21);

RST x índice esclerométrico - valor de r igual a 0,99, que indica uma correlação ótima (Figura 22).

Estes resultados contribuem para a comprovação da eficácia do método de ensaio de determinação da resistência superficial à tração de revestimentos, pois este sendo um ensaio ainda não normalizado gera resultados realmente significativos em relação a outros procedimentos já normalizados. Cabe destacar-se a ótima correlação obtida entre a RST e o índice esclerométrico; resultado este semelhante ao encontrado por Passos et al. (2008).

5. CONCLUSÕES

A seguir estão traçadas as principais conclusões obtidas neste trabalho:

Para a realização do ensaio de determinação da resistência superficial de revestimentos de argamassa, assim como para todos os ensaios, é necessário o correto treinamento do operador. Um

resultado interessante deste trabalho foi a redução do coeficiente de variação obtido no ensaio à medida que o operador ganhou experiência, sendo esta redução de até 7%. No caso em questão, após bem instruído quanto aos procedimentos de execução do ensaio e a realização de cerca de 30 testes, o operador estava apto a realizar o ensaio, sem introduzir variação excessiva aos resultados devido ao procedimento.

O tamanho de amostra necessário para a realização do ensaio de determinação da resistência superficial de revestimentos de argamassa com adequada confiabilidade é de 15 corpos-de-prova, quando se admite um erro de 20%. No caso de se tolerar um erro um pouco maior, de 25%, encontrou-se como tamanho da amostra 10 corpos-de-prova. Estes tamanhos de amostras foram calculados com base em um coeficiente de variação (CV) de 36%, obtido em média nos experimentos realizados. Apesar de alto este CV, ele é compatível com os coeficientes obtidos no ensaio de resistência de aderência à tração que variam geralmente entre 10% e 35% e, em alguns casos, chegam a superar 50%. Estes ensaios preliminares mostram a necessidade de realização de novas pesquisas visando ajustes no método e identificação das principais fontes de variação, com o objetivo de redução do número de corpos-de-prova necessário, mas com a confiabilidade adequada. Constatou-se que fatores como obra (onde este engloba variações do traço da argamassa de revestimento e das técnicas de execução), idade do revestimento (7 e 35 dias) e ação de intempéries influenciam diretamente na resistência superficial dos revestimentos de argamassa. O prosseguimento desta pesquisa deve isolar e controlar em laboratório estas variáveis, visando entender e comprovar seus níveis de significância.

Ficou comprovado o efeito da ergonomia na RST dos revestimentos. Quanto maior a facilidade de aplicação da argamassa e realização do acabamento da superfície do revestimento, maiores são os valores obtidos de resistência superficial. Observou-se que nas regiões onde o movimento do pedreiro é restrito (devido à obstrução de elementos como outras paredes, pilares e lajes ou pisos) há uma redução no valor de tensão comparado com as regiões de livre movimentação. Por outro lado, as variações observadas com relação à altura, são explicadas também, e principalmente, pela maior energia de aplicação da argamassa (ao chapar), bem como a maior pressão ao sarrafear e desempenar o revestimento, consequência da posição mais adequada para a realização do trabalho pelo pedreiro.

Nos três casos testados, foram obtidas boas correlações entre a resistência superficial à tração e os demais ensaios realizados. No caso das correlações com a resistência de aderência ($r=0,87$) e com o coeficiente de permeabilidade ($r=0,81$) obtiveram-se correlações fortes. Já para o índice esclerométrico o coeficiente de regressão encontrado foi próximo a 1,0, indicando uma correlação ótima ou perfeita. Estes resultados contribuem para a comprovação da eficácia do método de ensaio de determinação da resistência superficial à tração de revestimentos, pois este sendo um ensaio ainda não normalizado gera resultados realmente significativos em relação a outros procedimentos já consagrados e/ou normalizados.

Assim, o método de RST é proposto para, de forma direta, analisar o estado da superfície de revestimentos que receberão acabamentos, como peças cerâmicas ou pintura. Este método é uma alternativa viável para o controle de revestimentos de argamassa, visando à redução de falhas que futuramente podem provocar acidentes inclusive com riscos à vida humana. Vários casos de descolamento de peças cerâmicas têm sido relatados em todos os países; assim o controle da resistência superficial ganha maior importância à medida que a prática construtiva dá mostras de que se caminha para a concepção de edifícios cada vez mais altos, muitas vezes com estruturas mais esbeltas e deformáveis do que as construídas no passado.

6. AGRADECIMENTOS

À CAPES – Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil e ao CNPq – Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico - Brasil, pelo apoio financeiro através de bolsas e auxílio à pesquisa.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT (1995) NBR 13528 - Revestimento de paredes e tetos de argamassas inorgânicas - Determinação da resistência de aderência à tração. Rio de Janeiro.

Calado, V.; Montgomery, D. C. (2003) *Planejamento de experimentos usando o Statistica*. Rio de Janeiro – RJ. E-papers serviços editoriais, 260 p.

Carasek, H. (2007) “Argamassas”, In: Isaia, G.C. (Ed.) *Materiais de Construção Civil*. São Paulo: Ibracon, cap.26, v.2, p.863-904.

Centre Scientifique et Technique de la Construcción – CSTC (1982). *Hidrofuges de surface: choix et mise en oeuvre*. Bruxelles, 24 p. (Note D’information Technique – NIT n. 140) Cincotto, M. A.; Silva, M. A. C; Carasek, H. (1995) *Argamassas de revestimento: características, propriedades e métodos de ensaio*. São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas (Publicação IPT 2378), 118 p. Boletim Técnico 68 IPT.

Costa, E. (2007) *Investigação do método de ensaio de determinação da resistência de aderência de revestimentos de argamassa*. Dissertação (Mestrado) – Curso de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2007. 205p.

Dias, L. de A. (2003) *Avaliação da permeabilidade e da absorção de água de revestimentos de argamassa*. Dissertação (Mestrado) – Curso de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2003. 190p.

European Standards – EN 1015-12 (2000) *Methods of test for mortar for masonry - part 12: determination of adhesion of hardened rendering and plastering mortars on substrates*.

Nanni, L. F.; Ribeiro J. L. (1987) *Planejamento e avaliação de experimentos*. Apostila do Curso de pós-graduação em engenharia civil – UFRGS, Porto Alegre – RS.

National Center for Preservation Technology and Training. (1999) *Nondestructive Method for Hardness Evaluation of Mortars*. US Department of the Interior National Park Service, Publication No. 1999-02.

Passos, J. S.; Cândido, W.F.; Mendes, M. V.; Araújo, A. M.; Carasek, H. (2008) *Fissuração de argamassas de revestimento devido à retração plástica*. 12p. ENTAC 2008. - XII Encontro Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído.

Pereira, P.C. (2000) *Influência da cura no desempenho de revestimento produzidos com argamassas inorgânicas*. Goiânia-GO, Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás.

Pereira, P.C. Carasek, H. Francinete Jr., P. (2005) *Influência da cura no desempenho de revestimentos de argamassas inorgânicas*. In. SIMPÓSIO BRASILEIRO DE TECNOLOGIA DAS ARGAMASSAS, 6º, Florianópolis, p.477-486.

Selmo, S. M. S. (1989) *Dosagem de argamassas de cimento e cal para revestimento externo de fachada de edifícios*. São Paulo: USP, 187p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Construção Civil), Universidade de São Paulo, São Paulo.

Temoche-Esquivel, J.F. Ribeiro, F.A. Barros, M.M.B.; Sabbatini, F.H. (2005) *Avaliação da influência das condições de execução do emboço na resistência de aderência do revestimento cerâmico externo*. In. SIMPÓSIO BRASILEIRO DE TECNOLOGIA DAS ARGAMASSAS, 6º, Florianópolis, p. 454-465.



Informe pericial de un caso de choque de embarcación contra un muelle en Paraguay

P. G. Yugovich¹, G. A. Melgarejo¹

¹Facultad de Ciencias y Tecnología – Universidad Católica “Nuestra Sra. de la Asunción. Tte. Cantaluppi y G. Molinas, Campus Barrio Santa Librada, Asunción, Paraguay.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v1i2.11>

Artículo recibido el 03 de Diciembre de 2010, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 03 de Marzo de 2011. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores se publicará en el primer número del año 2012 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del tercer número del año 2011

RESUMEN

Un muelle que facilita la descarga de GLP (gas licuado de petróleo) en la ciudad de San Antonio, Paraguay, fue impactado por una barcaza en proceso de maniobras. Se produjo la fractura del elemento impactado (un pilar) y aparecen otros síntomas, como fisuras y deformaciones, en otros elementos contiguos. La propietaria del muelle reclama a la aseguradora un siniestro total, amparada en los síntomas que se observan en toda la estructura del muelle. La pericia realizada por la liquidadora de siniestros requirió la participación de un profesional de la ingeniería con conocimientos de materiales, estructuras y patología de las construcciones. El objetivo del informe es determinar el alcance real del choque, con sus probables efectos sobre el resto de la estructura, acotando las consecuencias del siniestro y por ende, la responsabilidad de la aseguradora. El estudio incluye el diagnóstico y la recomendación de acciones necesarias para la reparación, refuerzo y mantenimiento de la estructura. El diagnóstico determina, en lo sustancial, que solo una parte de los síntomas son atribuibles al choque, siendo que la estructura presenta otros problemas que no se pueden atribuir al mismo.

Palabras clave: patología; estructuras; pericia; choque; durabilidad.

© 2011 Alconpat Internacional

ABSTRACT

A dock in San Antonio, Paraguay, used to unload Liquefied oil gas (LOG) was struck by a barge during maneuvering operations. The knocked element (a pillar) was fractured and other symptoms were also noted in contiguous elements, such as cracks and deformations. A total loss was claimed to the insurance company, which led to a further investigation. The survey analysis performed required the input from an expert in engineering, knowledgeable in materials, structures and pathology of constructions. The aim of this report was to determine the real effects of the impact on the structure towards the definition of responsibilities of the parts involved. The report included the diagnosis and recommendations for the repairing, strengthening and maintenance of the structure. The verdict indicated that only a fraction of the symptoms were attributable to the impact, as the structure shows signs of other unrelated problems.

Key words: pathology; structures; surveyors; crash; durability.

Autor de contacto: Paulo G. Yugovich (yugovich@pla.net.py)

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 1, No. 2, Mayo – Agosto 2011, es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A.C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Página Web: www.alconpat.org
Editor responsable: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de derechos al uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derecho de Autor. Responsable de la última actualización de este número, Unidad de Informática ALCONPAT, Ing. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, fecha de publicación: 30 de mayo de 2011.

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. ANTECEDENTES Y OBJETO

Teniendo en cuenta el choque de una barcaza contra un muelle portuario de descarga de GLP ubicado a orillas del río Paraguay en el distrito de San Antonio se realizó la visita al lugar, a pedido de la liquidadora de siniestros de la aseguradora. Durante la visita se observaron tanto los daños causados por el impacto como también síntomas de fallas aparentemente relacionados con otras causas. Con base en estas observaciones se evaluaron los estudios necesarios para determinar la etiología de cada falla observada. La propietaria del muelle reclamaba el evento como siniestro total.

El documento entregado por la aseguradora para la realización del estudio consistió en una planta arquitectónica del muelle. No se disponían de los planos de detalles de armaduras ni planos de fundación de la estructura.

Objeto

El objeto del trabajo técnico era evaluar los daños causados por el impacto, discriminarlos con respecto a daños pre-existentes y determinar los trabajos necesarios de reparación para restituir la seguridad de la estructura existente antes del siniestro é incluso proponer refuerzos si fuesen necesarios.

Metodología general

La estrategia metodológica ha consistido en lo siguiente: inspección, relevamiento de datos y tomas fotográficas (no existía mucha información sobre la obra – ni siquiera edad precisa, mucho menos memoria de cálculo), ensayos sobre el hormigón de la estructura (para caracterizar el material), análisis estructural del muelle (considerando por un lado solo el peso propio y por otra parte la fuerza del choque, para entender las deformaciones y las fisuras), el diagnóstico y las recomendaciones de actuación (principalmente la reparación de los efectos del choque, pues eso definiría la cobertura de la póliza) .

Inspección

La primera visita fue de tipo general en la que se identificaron los elementos estructurales afectados directamente por el impacto. Se observó la rotura producida en un pilar impactado y fisuras en vigas ligadas a la plataforma en el sector del impacto. También se observaron deformaciones a lo largo de toda la estructura del muelle y fisuras erráticas en la superficie de la losa a lo largo de toda la pasarela. Además se observaron defectos constructivos en varios sectores como falta de recubrimientos en pilares y coqueras.

Teniendo en cuenta la falta de planos conforme a obra, las siguientes visitas fueron realizadas con el objeto de relevar las dimensiones reales del muelle y ubicar los elementos dañados en planos de encofrado. Se realizó un levantamiento topográfico planialtimétrico de toda la estructura con el objeto de modelar la estructura para el análisis estructural.

2. TOMA DE DATOS Y REGISTROS FOTOGRÁFICOS

De acuerdo a informaciones suministradas por funcionarios que presenciaron el siniestro, el impacto fue ocasionado por un error de maniobra de un tren con once barcasas vacías acopladas entre sí que venían subiendo desde aguas abajo. El impacto se produjo en el pilar 25 ubicado en la planta de encofrado indicada en la figura 1.

Se realizó un levantamiento planialtimétrico, en donde se representaron los desniveles verticales y desvíos horizontales de cada punto del muelle respecto a una línea de referencia. También se definió una nomenclatura para cada elemento con la finalidad de ubicar en los planos las patologías observadas.

Las fallas patológicas observadas en el muelle se describen en la Tabla 1 y se pueden apreciar en las figuras de la 2 a la 9.

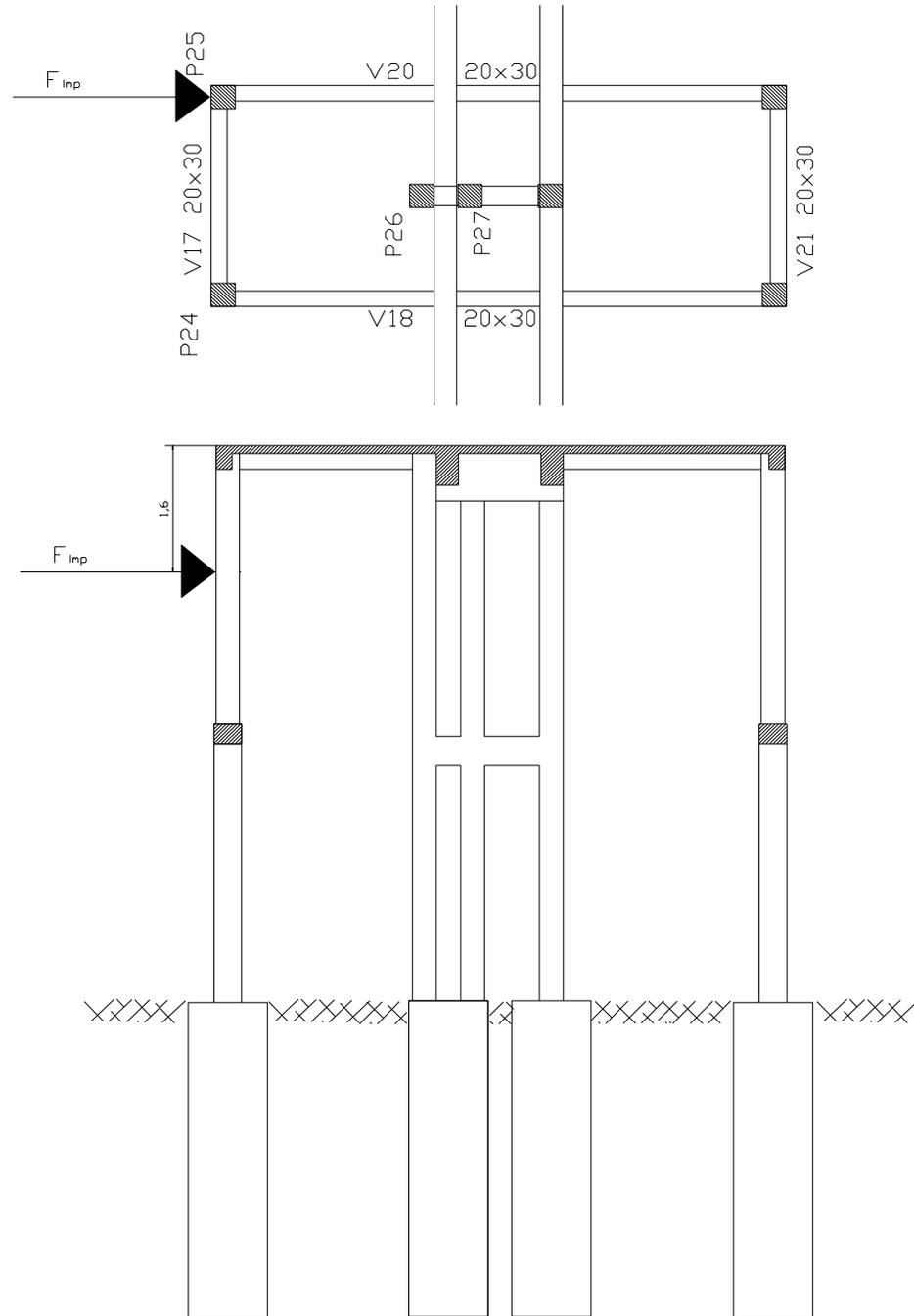


Figura 1. Punto de impacto

Tabla 1. Síntomas Patológicos observados

ELEMENTO	TIPO DE FALLA	Figura
PILAR 25	Colapso en la sección transversal del pilar	2
VIGA 20	Fisura transversal (3 a 1 mm) de arriba hacia abajo en sector de apoyo sobre el pilar 30	3
VIGA 18	Fisura transversal (3 a 1 mm) de arriba hacia abajo en sector de apoyo sobre el pilar 29	4
VIGA 1 K	Fisura transversal (3 a 1 mm)	5
LOSA 16	Fisura diagonal (3 a 2 mm) partiendo la la viga 1k	6
VIGA 1 J	Fisura transversal (1mm)	
LOSA 18	Fisura transversal (3 a 1 mm) en la unión con la viga 27 en el nudo nº 83	7
PILARES 9 y 10	Desprendimiento del borde externo en el nudo de unión de la viga riostra con el pilar 9. Además se observa el desaplomo del pilar con un desvío de 20 cm en la parte superior respecto a la base.	
PILARES 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11 y 12	Se observa el desaplomo de los pilares con un desvío variando de 5 a 20 cm en la parte superior respecto a la base y un desnivel de 5 a 9	8
PILARES 18,19,20, 21,22,23, 31, 32, 33 y 34	Se observa el desaplomo de los pilares con un desvío variando de 5 a 10 cm en la parte superior respecto a la base y un desnivel de 5 a 9 cm en la sección transversal de la pasarela	
LOSAS 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7,11,12,13, 14,15, 16, 17, 18, 19 y 20	Fisuras erráticas en la superficie de la losa con aberturas de 0,5 a 2 mm y fisuras paralelas a las uniones con vigas de borde.	9
LOSAS 9, 10	<i>Fisuras diagonales de 1 a 2 mm en cambio de dirección de losas partiendo de encuentro con pilar de borde.</i>	



Figura 2. Pilar 25 impactado



Figura 3. Viga 20 fisurada



Figura 4. Viga 18 fisurada



Figura 5. Viga 1k fisura transversal



Figura 6. Losa 16 fisura diagonal



Figura 7. Losa 18 fisura transversal



Figura 8. Pilares con desaplomo



Figura 9. Fisuras en losa

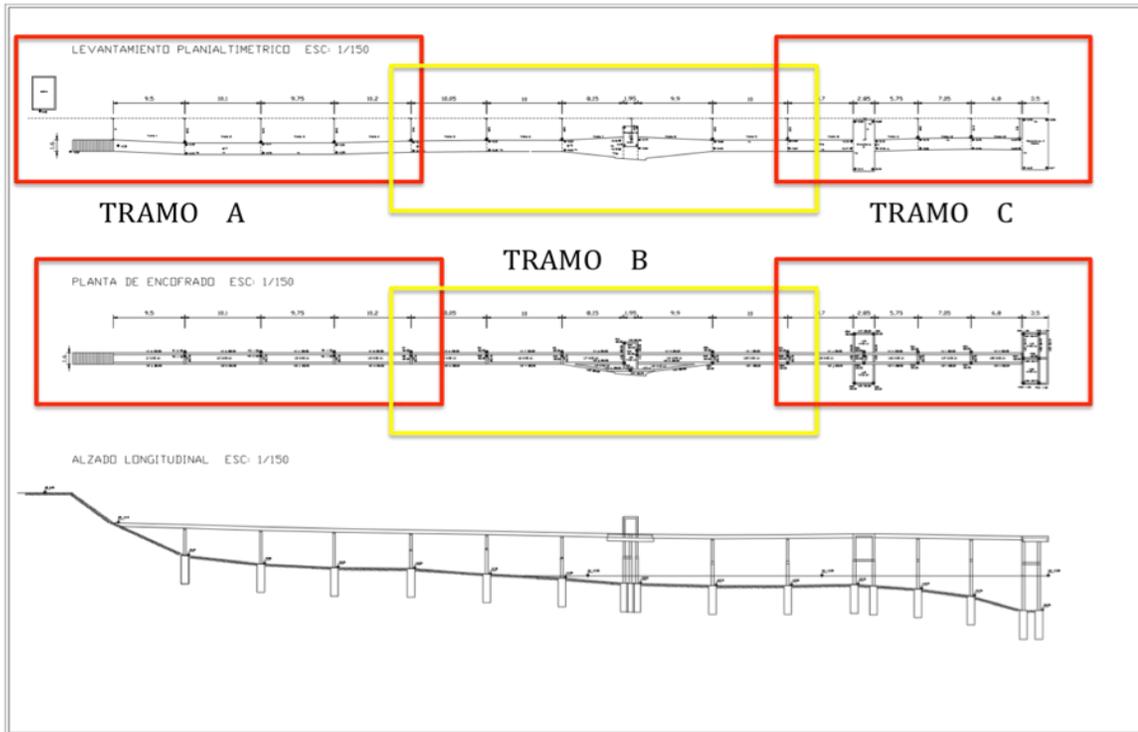


Figura 10. Planta general del muelle y alzado

3. ESTUDIOS Y ENSAYOS REALIZADOS

Con el objeto de determinar las propiedades mecánicas reales para verificar el comportamiento estructural, se realizaron ensayos destructivos por medio de la extracción de tres testigos “in situ” de elementos estructurales (losas) y posterior rotura de los mismos para obtener la resistencia a la compresión. También se efectuaron ensayos “no destructivos”, por medio del esclerómetro de reflexión, cuyo propósito es medir el índice esclerométrico que guarda relación directa con las características resistentes y de homogeneidad del elemento estudiado.

A efectos de tratar de diagnosticar la causa de las fisuras observadas en las losas, se sacaron cuatro testigos sobre fisuras y los otros tres antes citados de lugares no fisurados para determinar luego la profundidad de carbonatación en los recubrimientos y a los costados de las fisuras (en los testigos fisurados) por medio de aspersion con solución de fenolftaleína (Figuras 11 y 12).



Figura 11. Testigos fisurados



Figura 12. Testigos no fisurados

4. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

4.1. Ensayo de compresión de testigos

En la tabla 2 se muestra un resumen de los resultados de ensayos obtenidos en las probetas testigo.

Tabla 2. Resultados de ensayos sobre probetas testigo no fisuradas

Probeta N°	5	6	7
Relación h/d	0,95	0,75	0,85
Coefficiente de corrección	0,82	0,70	0,76
fc Kg/cm ²	140	134	146
fc corregida	115	94	111
Densidad Relativa aparente	2,55	2,65	2,56
Absorción de agua %	6,1	8,4	7,7

4.2. Ensayos esclerométricos

Las variables estadísticas obtenidas a partir de los resultados son las siguientes:

- Valor promedio del Índice esclerométrico en losas: 30,33 (16 lecturas) Desviación Standard de los valores sn-1: 4,22
- Coeficiente de variación ϑ : 13,91%
- Valor característico (95%): 23,41
- Valor promedio del Índice esclerométrico en pilares: 35 (5 lecturas) Desviación Standard de los valores sn-1: 2,55
- Coeficiente de variación ϑ : 7,28 %
- Valor característico (95%): 30,82

4.3. Ensayos de carbonatación

En la tabla 3 se muestran los resultados obtenido de los ensayos de carbonatación en las muestras, dichos resultados se encontraron tanto para la superficie como para las fisuras.

Tabla 3. Resultados de ensayos de carbonatación

Testigo N°	Elemento	Profundidad carbonatada en la superficie (cm)	Profundidad carbonatada en la fisura (cm)
1	Losa L16	1,20	1,00 a
2	Losa L13	1,10	0 a
3	Losa L7	1,00	0 a
4	Losa L9	1,50	0,3 a
5	Losa L7	1,15	-
6	Losa L5	1,10	-
7	Losa L2	1,40	-

5. CÁLCULOS REALIZADOS Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

A partir de los resultados de los ensayos se estimó la resistencia del hormigón a ser utilizada en la verificación del comportamiento estructural. Además se calcularon las deformaciones instantáneas

y diferidas producidas por las diferentes hipótesis de carga combinando las acciones del peso propio de la estructura con el impacto horizontal.

De los ensayos de carbonatación en fisuras se pudo determinar el origen de las fisuras teniendo en cuenta que la profundidad carbonatada es función del tiempo de exposición y de la profundidad de la fisura. En aquellos casos en que la fisura no atraviesa totalmente la sección la profundidad carbonatada alrededor de la misma es muy inferior a aquella en que si atraviesa la sección del elemento. En este último caso se produce la infiltración de agentes externos y el lavado de los compuestos alcalinos lo que acelera la carbonatación.

5.1. Análisis de la probable resistencia del hormigón

En base a los resultados obtenidos en los ensayos se pudo calcular la resistencia característica estimada $f_{c,est}$, la cual para muestreos pequeños y para un nivel de control normal, se obtiene a partir de la siguiente expresión (Montoya et al):

$$f_{c,est} = \beta \cdot X1 \quad (1)$$

donde “ β ” es un coeficiente que depende del tamaño de la muestra y del coeficiente de variación del hormigón “ σ ” que en nuestro estudio fue obtenido a partir de los ensayos esclerométricos (ver ítem 5.2).

En las losas este coeficiente es menor a 0,15 con lo que se concluye que la uniformidad del hormigón es buena y en los pilares es menor a 0,10 por lo que la uniformidad es excelente (Montoya et al).

Con el valor del coeficiente de variación obtenido y con el menor de los valores de resistencia, $X1 = 94 \text{ kg/cm}^2$ se obtuvo para los tres testigos extraídos de las losas:

$$f_{c,est} = \beta \cdot X1 = 1,004 \times 94 = 94,38 \text{ kg/cm}^2$$

En los pilares a partir del valor característico del índice esclerométrico en éstos y de la relación de la resistencia de los testigos obtenida en la losa con el índice esclerométrico se obtiene una resistencia característica estimada de 111 kg/cm^2 .

Teniendo en cuenta que la resistencia de proyecto se verifica en base a probetas moldeadas y curadas en laboratorio se debe aplicar un coeficiente de corrección de 1,10 al valor anterior resultando:

ELEMENTO	$f_{c,est} \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$
LOSAS	104
PILARES	122

5.2. Estimación de la capacidad portante lateral de las fundaciones

En base a informaciones de estudios de suelo SPT (Standard Penetration Test) disponibles, de las proximidades de la zona del muelle, el suelo del lugar consiste en una arcilla limosa hasta una profundidad aproximada de 4 metros a partir de la cual se encuentra una arena limosa muy densa ($N=50$). A partir de esa información se estimaron los parámetros geotécnicos para la verificación de las fundaciones. Los valores de los parámetros son:

- $g_{sum} = 0,49 \text{ tn/m}^3$ (peso específico sumergido)
- $\phi = 0^\circ$ (ángulo de rozamiento interno)
- $c = 1,05 \text{ tn/m}^2$ (cohesión)
- $K_h = 0,19 \text{ kg/cm}^3$ (coeficiente de balasto horizontal del suelo lateral)
- $K_v = 20 \text{ kg/cm}^3$ (coeficiente de balasto vertical del suelo de apoyo)

Considerando que las fundaciones consisten en tubulones de 1 (un) metro de diámetro (D) y que la profundidad (H) haya llegado a los 4 metros se puede estimar la capacidad portante lateral E_p a partir de la teoría de Rankine, por la expresión:

$$E_p = \gamma.H.\frac{H}{2}.D.\frac{1+\text{sen}\phi}{1-\text{sen}\phi} + 2.c.H.\pi.\frac{D}{2}\sqrt{\frac{1+\text{sen}\phi}{1-\text{sen}\phi}} = 17,11 \text{ ton} \quad (2)$$

5.3 Hipótesis de cargas

Para el análisis estructural se utilizaron las siguientes hipótesis de cargas:

- 1.- Peso Propio de la estructura;
- 2.- Peso propio + Carga de impacto lateral (Figura 1)

Con la hipótesis 1 se determinaron los efectos del peso propio en las deformaciones diferidas y esfuerzos entre los pilares 3 y 12 principalmente. En la hipótesis 1 no se consideró la sobrecarga de uso teniendo en cuenta que se analizarán las deformaciones por cargas de larga duración. Por otro lado, con la hipótesis 2 se determinaron los esfuerzos y deformaciones instantáneas en los elementos impactados como también los esfuerzos transmitidos por el impacto al sector entre los pilares 3 y 12.

5.4. Estimación de la carga de impacto

Teniendo en cuenta la incertidumbre respecto a las variables involucradas en este análisis se determinó la carga de impacto a partir de los daños observados en los elementos directamente afectados calculando los esfuerzos admisibles de sus secciones.

Introduciendo la geometría, las secciones y las propiedades de los materiales del muelle en un modelo tridimensional generado por computadora se aumentó progresivamente la carga horizontal en el punto de impacto hasta alcanzar los esfuerzos admisibles en aquellas secciones afectadas. Como resultado se obtuvo una carga horizontal de 25 toneladas aplicada en el pilar 25 a 1,60 metros por debajo de la superficie de la plataforma 2 (ver Figura 1).

5.5. Análisis estructural

A partir de los datos geométricos, secciones y propiedades de los materiales obtenidos se generó un modelo tridimensional de la estructura del muelle por computadora (programa RAM advance). Los resultados del análisis estructural para las dos hipótesis permiten representar las figuras de la estructura deformada cuando actúa el impacto (hipótesis 1 - Figura 11) y cuando actúa solamente el peso propio (hipótesis 2 - Figura 12). A partir de los valores de los esfuerzos M (momento flector) y Q (esfuerzo cortante), transmitidos a las fundaciones, determinados por el cálculo, se verifican los valores de las resultantes E_1 de presiones horizontales en el suelo, generados por el impacto, que se calculan por las expresiones:

$$E_1 = p_1.\frac{H}{2}.D \quad (3)$$

$$p_1 = \frac{(K_h / K_v).(M + Q.H).H}{\frac{\pi.D^4}{64} + 4.(K_h / K_v).\frac{D.H^3}{12}} \quad (4)$$

Los valores de las resultantes de presiones horizontales transmitidas son resumidos en la tabla 4.

Tabla 4. Hipótesis 2 – Esfuerzos transmitidos al cimiento y empuje resultante

Elemento	Nudos	Esf. Normal N (tn)	Esf. Cortante Q (tn)	Mom. Flector Mf (tn.m)	E1 (tn)
P20	39	16,12	0,77	-1,29	1,32
P23	51	20,82	1,43	-2,46	2,46
P24	98	2,10	0,82	-3,29	1,98
P25	100	9,62	5,15	-9,33	9,04
P29	99	6,54	-1,00	-3,48	2,26
P30	101	6,69	1,05	-3,61	2,36
P26	78	1,70	1,55	-2,60	2,65
P28	79	25,32	2,13	-3,66	3,68
P31	56	-8,00	1,85	-3,88	3,40
P32	57	19,38	1,85	-3,88	3,40
P33	64	-0,25	0,90	-2,29	1,77
P34	65	14,18	0,90	-2,29	1,77

Se observa que los valores de empujes son sensiblemente menores a los calculados para el empuje pasivo en condiciones teóricas (ver ecuación (2)). Sin embargo se ven deformaciones en la realidad. Es probable entonces que las fundaciones no hayan llegado a suelo resistente.

6. DIAGNÓSTICO

A partir de los análisis realizados se puede diagnosticar los siguientes aspectos:

- a) Respecto a los daños observados en el pilar nº 25 se puede diagnosticar con base en los valores de los esfuerzos cortantes y flectores originados por el impacto que los daños son irreparables y es muy probable que la sección inferior del pilar en la unión con el apoyo sobre la fundación bajo el agua esté dañada teniendo en cuenta las dimensiones del pilar.
- b) Respecto a los daños observados en la vigas 20, 18 y 1k, se puede diagnosticar con base en los esfuerzos de flexión y a la configuración de las fisuras que los daños fueron originados por el impacto y son reparables.
- c) Respecto a los daños observados en la losa L16 considerando que el ensayo de carbonatación en el testigo nº 1 extraído sobre la fisura demuestra que la fisura era preexistente es probable que haya sido causada por retracción hidráulica del hormigón teniendo en cuenta que se encuentra en las proximidades de la unión con la estructura de la plataforma 2. Con el impacto esta fisura pudo propagarse a consecuencia de las tensiones cortantes por torsión transmitidas por la viga 1K aumentando su abertura. Este daño es reparable.
- d) Respecto a los daños observados en la viga nº 1J cerca del nudo nº 66 con la viga nº 18 se puede diagnosticar en base a los esfuerzos obtenidos y a la configuración de la fisura que no fue causada por el impacto. La causa probable de dicha fisura es la retracción hidráulica del hormigón.
- e) Respecto a los daños observados en la losa nº 18 en la unión con la viga nº 27 en el nudo nº 83 se puede diagnosticar en base a los esfuerzos obtenidos y a la configuración de la fisura que pudo haber sido causada por las tensiones de tracción causada por el impacto. Este daño es reparable.
- f) Respecto a los daños observados en la viga riostra de los pilares nº 9 y 10 y a la deformación observada, se puede diagnosticar en base a la diferencia entre los esfuerzos obtenidos en las hipótesis 1 y 2 que los daños y las deformaciones observadas no fueron causados por el impacto.

Las deformaciones observadas se deben a deformaciones diferidas bajo la acción de las cargas de peso propio de la estructura incrementadas por la baja calidad del hormigón demostrada en los ensayos de testigos y vicios constructivos como la mala compactación del hormigón observada en muchos lugares de la construcción.

g) Respecto a las deformaciones en la plomada vertical y al desnivel en la sección transversal de la pasarela observadas en la línea de los pilares n° 18, 19, 20, 21, 22, 23, 31, 32, 33 y 34, se puede diagnosticar en base a los esfuerzos transmitidos a la fundación que las deformaciones observadas pudieron ser causadas parcialmente por el impacto teniendo en cuenta que las tensiones de compresión transmitidas por el impacto a los pilares de aguas abajo aumentaron en más del 100% en comparación a la carga de servicio. Por otro lado, no existe documentación que compruebe que durante la etapa constructiva de las fundaciones se haya llegado a los estratos más duros de suelo razón por la que se pone en duda la capacidad portante real a las cargas de compresión vertical de los tubulones. Estos efectos se pueden visualizar en la figura 13, pues la deformada causada por la fuerza del choque manifiesta que la colisión ha sido responsable de varios de los síntomas patológicos.

h) Respecto a las deformaciones en la plomada vertical observadas en la línea entre los pilares n° 3 a 12, se puede diagnosticar en base a la diferencia entre los esfuerzos obtenidos en las hipótesis 1 y 2 que los daños y las deformaciones observadas no fueron causados por el impacto. Las deformaciones observadas se deben a deformaciones diferidas bajo la acción de las cargas de peso propio de la estructura incrementadas por la baja calidad del hormigón demostrada en los ensayos de testigos y vicios constructivos como la mala compactación del hormigón observada en muchos lugares de la construcción. La deformada de la figura 14 muestra que las deformaciones por peso propio son importantes en los sectores en que la plataforma no está convenientemente centrada sobre los soportes, pero no tienen incidencia en la zona del impacto.

i) Respecto a las fisuras observadas en la superficie de las losas n°1 al 20 de la pasarela, se puede diagnosticar en base a los testigos n° 2 y 3 que se deben a la retracción hidráulica del hormigón teniendo en cuenta que las fisuras atraviesan toda la sección, y empiezan en la superficie de la losa y se cierran hacia la cara inferior. En la superficie de la losa existe la mayor pérdida de humedad por evaporación que pudo ser causada entre otros factores por el mal curado. Esa pérdida de humedad produce un cambio de volumen de la masa del hormigón que genera tensiones en todas las direcciones dando una configuración errática a las fisuras de este tipo (Retracción plástica). Las fisuras del estado endurecido causadas por retracción hidráulica tienen patrones más regulares de perpendicularidad a las dimensiones mayores. La baja calidad del hormigón demostrada por los ensayos de compresión y absorción de los testigos refuerza esta hipótesis (relación *a/c* elevada).

j) Respecto a las fisuras diagonales observadas en la superficie de las losas n°9 y 10 de la pasarela alrededor de la plataforma 1, se puede diagnosticar en base al testigo n° 4 que se deben a la retracción hidráulica del hormigón teniendo en cuenta la profundidad carbonatada alrededor de la fisura. La configuración en sentido diagonal hacia los pilares de soporte de la plataforma se deben al cambio de dirección del eje de la estructura alrededor de esos pilares lo que induce la fisura de retracción en el sentido de la línea que une el pilar con el vértice del borde donde cambia la dirección la losa. Además la losa paralela inferior que sirve de base al motor de la bomba no presenta ninguna fisura en esa posición con lo que se demuestra que la fisura no tiene su origen en las tensiones generadas por el comportamiento estructural del muelle.

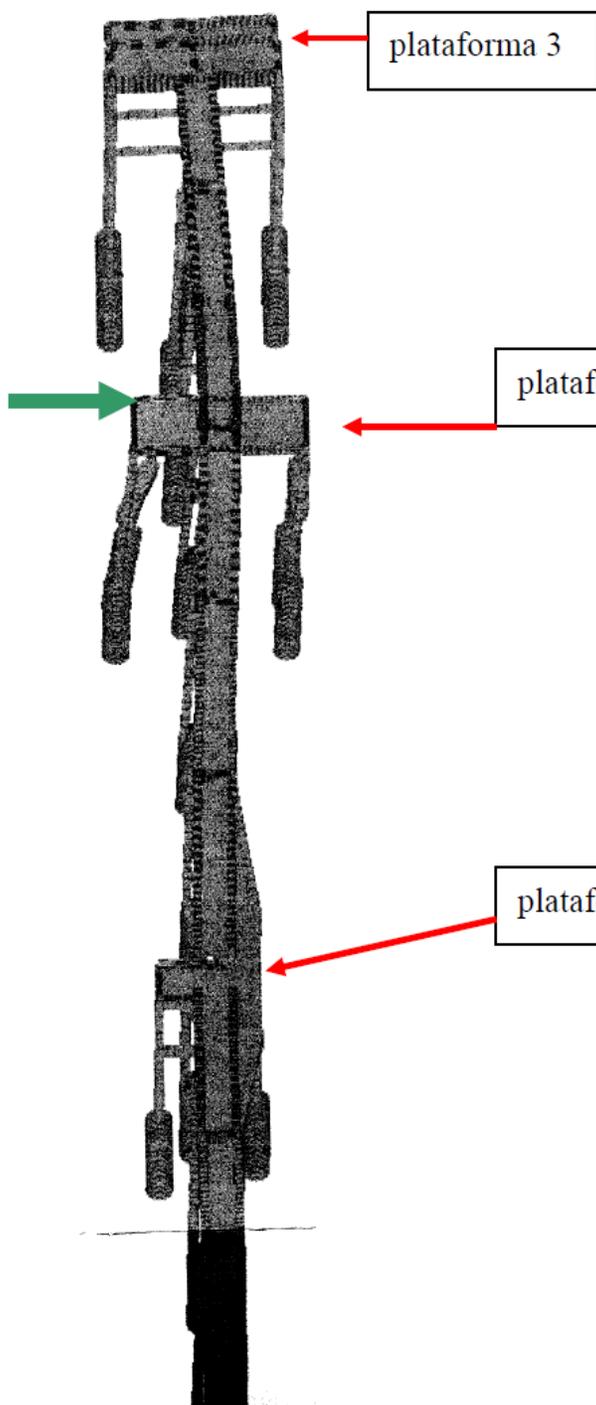


Figura 13. Deformada por choque

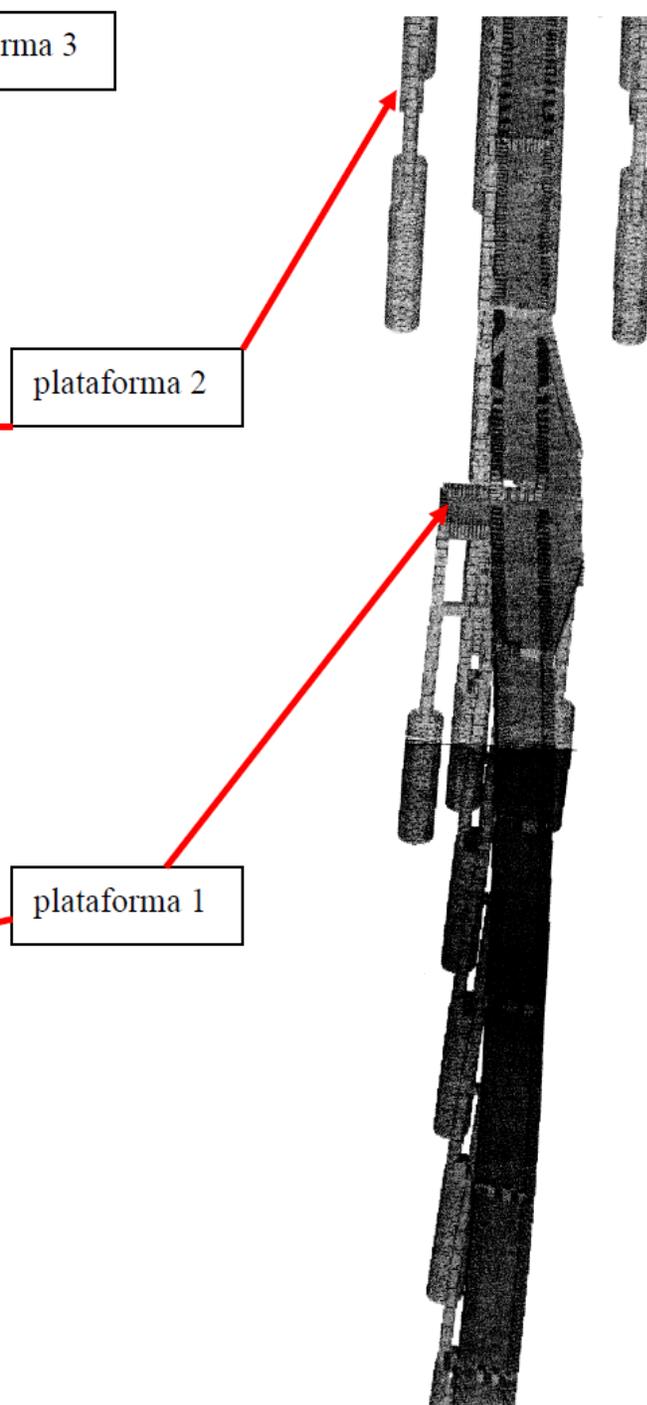


Figura 14. Deformada por peso propio

7. RECOMENDACIONES DE ACTUACIÓN

A partir del diagnóstico de los daños observados se pueden hacer las siguientes recomendaciones con el objeto de devolver a la estructura la seguridad existente antes del siniestro:

- a) Debido a los daños irreparables se recomienda demoler totalmente el pilar n° 25 hasta el empotramiento en el fondo y reconstruirlo asegurando la unión con la riostra horizontal y con la losa de la plataforma 2 dejando libre la armadura de los elementos existentes mediante demolición de los mismos hasta los límites del encofrado del nuevo pilar. Se deberán usar adhesivos epoxi

(que cumplan el requisito de adherencia de la Norma ASTM C-881) para garantizar la unión entre el hormigón nuevo y el existente.

b) Los daños en el nudo de la viga nº 20 con el pilar nº30 se pueden reparar mediante inyección de resina epoxi de alta fluidez (que cumple con la Norma ASTM C-881; Tipo I - Grado 1 – Clase B+C) en la fisura con la finalidad de restituir el monolitismo al nudo teniendo en cuenta que la deformación de la armadura superior en ese punto no afecta la seguridad estructural.

c) Los daños en el nudo de la viga nº 18 con el pilar nº29 y en la viga nº 1k se pueden reparar mediante inyección de resina epoxi en la fisura con la finalidad de restituir el monolitismo al nudo teniendo en cuenta que la deformación de la armadura superior en ese punto no afecta la seguridad estructural.

d) Los daños observados en la losa L16 y L18 se pueden reparar mediante inyección de resina epoxi.

e) Las deformaciones en la pasarela y los pilares de apoyo nº 18,19, 20, 21, 22, 23, 31, 32, 33 y 34 son irreversibles. Teniendo en cuenta que no se sabe si la fundación es estable bajo las condiciones actuales se recomienda el refuerzo de los vanos con nuevos pilares fundados en tubulones intermedios que lleguen a una profundidad mínima de 4 metros. Las uniones con las pasarelas se deberá hacer hormigonando las nuevas vigas riostras con las vigas existentes de la pasarela, previo picado localizado del hormigón de las mismas, y utilizando adhesivo epóxico para unir hormigón nuevo con el viejo.

Como el objetivo principal del trabajo era diferenciar el efecto causado por el choque de la barcaza con relación a la totalidad de los problemas observados, algunos pre-existentes y relacionados a durabilidad, con el fin de acotar la responsabilidad de la empresa aseguradora, no se ha profundizado en el estudio de los problemas de corrosión salvo lo mínimo relacionado a los recubrimientos, carbonatación y compactación del hormigón. Pero los autores, aprovechando el estudio, han realizado recomendaciones generales para el mantenimiento correctivo y preventivo de la estructura en lo relacionado a la durabilidad, aparte de las específicas de rehabilitación y refuerzo estructural.

8. CONCLUSIONES

En base al análisis de los resultados obtenidos en los ensayos y a los cálculos realizados se puede concluir que los síntomas patológicos observados en los elementos estructurales en el tramo entre la escalera y la plataforma 1 se deben en la mayoría de los casos a vicios de las etapas de proyecto y de construcción. Las deformaciones y algunas fisuras observadas entre el tramo 8 y la plataforma 3 del muelle ya presentan influencia del impacto ocurrido, independientemente de que pudiera haber tenido también deformaciones previas al impacto, como aparece en el análisis estructural con el peso propio.

Cabe resaltar que la baja calidad del hormigón, la falta de recubrimiento de armaduras, los nidos o coqueas por mala compactación del hormigón, las fisuras de retracción en la superficie de la pasarela y los problemas de corrosión localizados, son vicios de proyecto y/o constructivos que afectan la durabilidad de la estructura a corto y mediano plazo, y ya han producido daños observables a simple vista, y previsiblemente desencadenarán nuevas patologías estructurales que disminuirán la serviceabilidad del muelle.

Respecto al diseño de la estructura, cabe resaltar la necesidad de construir estructuras de defensa para el muelle con el objeto de evitar futuros accidentes garantizando la seguridad de la misma teniendo en cuenta que se descargan materiales inflamables durante su operación. La carencia de estas defensas se considera una falla de proyecto.

Es evidente que muchos síntomas observados en la estructura, los cuales disminuyen la serviceabilidad de la misma, así como su vida útil de servicio, son anteriores al siniestro, y al respecto recomendamos considerar seriamente la posibilidad de hacer trabajos mucho mayores para restituir seguridad al muelle ó incluso analizar la posibilidad de demoler todo y realizar un muelle nuevo considerando en el proyecto todos los factores necesarios, un proceso constructivo correcto y materiales apropiados para tener una estructura segura y durable (Red Rehabilitar).

9. REFERENCIAS

Jiménez Montoya P., García Meseguer A., Morán Cabré J., 12ª. Edición, Hormigón Armado, Tabla 9.4.

Red Rehabilitar, Editores Paulo Helene, Fernanda Pereira, Manual de Rehabilitación de Estructuras de Hormigón (Reparación, Refuerzo y Protección).



Caracterización de morteros de cemento portland sustituido por metacaolín de baja pureza

J. Iván Escalante¹, A. Navarro¹, L. Y. Gómez²

¹Cinvestav IPN Unidad Saltillo, Apartado Postal 663, Saltillo, Coahuila México CP 25000.

²Univ Autónoma de Nuevo León, Fac Ing. Mecánica y Eléctrica, Programa Doctoral de Ingeniería en Materiales, Pedro de Alba, s/n, Ciudad Universitaria.

RESUMEN

Se prepararon morteros con relación arena: ligante de 2.75:1 con arena de sílice, la relación agua/ligante se fijó en 0.45. Se utilizaron dos minerales de caolín (rojo y blanco) con altos contenidos de cuarzo, los cuales se molieron en molino de bolas a una finura menor que la del cemento portland. Estos se calcinaron a temperaturas entre 550 y 1050°C para evaluar el efecto de ésta en el desarrollo de resistencia a la compresión en morteros de cemento portland con 20% de metacaolín (Mc). De tales pruebas se continuó investigando con el MC blanco (~50% de pureza), calcinado a 750°C para caracterizar el efecto del nivel de sustitución de MC por cemento portland (CP) en niveles de 0, 10, 20, 30, 40 y 50%; se dio seguimiento a la resistencia a la compresión a 1, 3, 7, 14, 28 y 90 días. El uso de 10-30% de MC fue favorable. Los morteros base CP puro registraron 8 y 38 MPa a 1 y 90 días, respectivamente; mientras que aquellos con reemplazo de 10-30% del CP mostraron mejores resistencias de alrededor de 10 y 52 MPa a 1 y 90 días de curado. Por otro lado, la sustitución de CP por 40 y 50% de metacaolín resultó en bajas resistencias tempranas, con 1-3 MPa a 1 día de curado; sin embargo, la resistencia creció rápidamente y después de 90 días, los morteros alcanzaron 49 y 40MPa para 40 y 50% MC, respectivamente. EL MC mostró fuerte actividad puzolánica a pesar de su baja pureza, se observó el consumo de hidróxido de calcio por análisis térmico y microscopía electrónica de barrido. Esta última técnica mostró que después de 90 días las microestructuras de todos los morteros fueron densas acorde a las propiedades mecánicas registradas.

Palabras clave: cementos sustituidos; metacaolín; propiedades mecánicas; microestructuras; puzolanas.

ABSTRACT

A series of mortars were prepared with an aggregate:binder ratio of 2.75:1 using silica sand and a water/binder ratio of 0.45. Two kaolin minerals (Mk, red and white) with high quartz contents were ball milled to a fineness lower than that of ordinary portland cement (OPC). Both minerals were calcined at 550 to 1050°C to evaluate the effect of temperature on the strength development of mortars with a substitution of 20% of the OPC. After a first set of tests, only the white Mk, with a purity of 50%, fired at 750°C was used to continue investigating the effect of the level of substitution of OPC at 0, 10, 20, 30, 40 y 50%. The the compressive strength was monitored for up to 90 days. The use of 10-30% of Mk was the most favorable. Mortars of 100% OPC reached 8 and 38 MPa after 1 and 90 days, respectively, while those with substitution of 10-30% of the OPC showed enhanced strength of 10 and 52 MPa at the same ages. On the other hand, the substitution of 40 and 50% of the OPC resulted in low 1 day strengths of 1-3 MPa; nonetheless, the strength increased rapidly and after 90 days reached 49 and 40MPa for 40 y 50% MC, respectively. The white Mk showed a strong pozzolanic activity in spite of its low purity, as noted by the consumption of the calcium hydroxide measured by thermal analysis and scanning electronic microscopy. The latter technique showed that after 90 days, the microstructures of all mortars were dense in agreement with the strength registered

Key words: substituted cements, metakaolin, mechanical properties, microstructures, pozzolanas

Autor de contacto: José Iván Escalante García (ivan.escalante@cinvestav.edu.mx)

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v1i2.12>

Artículo recibido el 21 de Octubre de 2010, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 15 de Enero de 2011. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores se publicará en el primer número del año 2012 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del tercer número del año 2011

© 2011 Alconpat Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 1, No. 2, Mayo - Agosto 2011, es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A.C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat_int@gmail.com, Página Web: www.alconpat.org
Editor responsable: Dr. Pedro Castro Borges.
Reserva de derechos al uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derecho de Autor. Responsable de la última actualización de este número, Unidad de Informática ALCONPAT, Ing. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, fecha de publicación: 30 de mayo de 2011.

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

El concreto es el material más ampliamente usado en el mundo, anualmente se fabrican alrededor de 20,000 millones de toneladas utilizando cerca de 2,500 millones de toneladas de cemento portland (CP). El impacto ambiental resultante del uso de cemento es considerable ya que por 1 kg de CP se emite aproximadamente 1 kg de CO₂ a la atmósfera, por descarbonatación de la materia prima (CaCO₃) y por el uso de energía en las diversas etapas del procesamiento. Así, de las más de 25,000 millones de toneladas anuales de CO₂ antropogénico [EIA, 2009] cerca del 10% corresponde a la industria del CP, lo cual debe conducir a tomar medidas para reducir tal porcentaje o evitar que se incremente con el crecimiento demográfico y económico en el mundo. El uso de fuentes de energía alternativa para producir cemento enfrenta muchas dificultades (Gartner, 2004) y no existe una fuente alternativa al CaCO₃ en la naturaleza. Considerando la urgencia de reducir las emisiones de gases de efecto invernadero, es evidente la necesidad de desarrollar materiales cementosos alternativos, que reduzcan el impacto medio ambiental de las actividades de construcción con cemento portland. Entre las diversas rutas posibles, está el desarrollo de cementos compósitos (Malhotra y Metha, 1996), con la substitución parcial del cemento por aditivos minerales como escorias metalúrgicas, ceniza volante, metacaolín, etc. Este tipo de cementos son considerados ya por las normas o estándares en diversos países (Norma NMX-C-114, 2003); sin embargo, hay muchos aspectos que requieren investigación para incrementar las posibilidades de utilización de dichos cementos.

Los minerales silicoaluminosos son los más abundantes en la naturaleza, existen diversos tipos de arcillas que pueden tener actividad puzolánica (He et al., 1995) y pueden reemplazar al CP; entre éstas están las arcillas caoliníticas que son las más utilizadas en estas aplicaciones. El caolín está constituido en esencia por silicatos aluminicos hidratados (Galan Huertos, 1974), las especies mineralógicas comúnmente presentes son principalmente caolinita (2SiO₂•Al₂O₃•2H₂O), alunita (KA₁₃(SO₄)₂(OH)₆), feldespato potásico (KAlSi₃O₈) y cuarzo (SiO₂) (Kakali et al., 2001). La estructura de la caolinita es 1:1, conformada de una lámina de tetraedros de sílice y una de octaedros de alumina.

El metacaolín (Mc) se obtiene de la calcinación del caolín a $\approx 750^\circ$ (Shvarzmana et al., 2003), el tiempo y temperatura de exposición son factores determinantes en la transformación (Salvador, 1995). Durante la calcinación, la caolinita pierde la lámina de OH, y transforma a metacaolinita, la red de Si-O permanece intacta y la red de Al-O se colapsa; el Mc resultante tiene una estructura altamente desordenada y su alto contenido de energía interna lo hace potencialmente reactivo como aditivo para el CP. El Mc es considerado una puzolana, reacciona con Ca(OH)₂ (CH, portlandita) para formar compuestos que poseen propiedades ligantes (Frias y Cabrera, 2001; Massaza, 2004). En combinación con CP, el CH generado por la hidratación del CP, reacciona con la puzolana formando más C-S-H (silicatos de calcio hidratados) y otros productos como aluminatos de calcio hidratados (C₄AH₁₃, C₃AH₆) y C₂ASH₈ (stratlingita) (Jones, 2001).

La utilización de arcillas calcinadas como materiales puzolánicos en morteros y concretos ha tenido una atención considerable en los últimos años (Jones, 2001). Estudios comparativos entre Mc y la microsílíce (Zhang y Malhotra, 1995; Curcio et al., 1998), han reportado el Mc es ventajoso como el uso de la microsílíce, que es una de las puzolanas más reactivas. En general se ha reportado que la adición de Mc mejora las propiedades de morteros y concretos de CP puro, tales como la resistencia mecánica, impermeabilidad, durabilidad química, etc (Jones, 2001; Zand y Malhotra, 1995; Sabir et al., 2001; Wild et al., 1996, Wild y Khatib, 1997). Esto se atribuye al efecto de reductor de porosidad (efecto rellenedor ó “filler effect”), a que acelera las reacciones de hidratación del CP y a la reacción puzolánica. Se ha reportado que el uso de Mc favorece el control

de reacción expansiva sílice-álcali (Ramlochan et al., 2000), una importante patología de concreto a nivel mundial.

Sin embargo, el Mc usado en los reportes de la literatura es generalmente de alta pureza (aunque hay reportes de minerales de baja pureza (Badogianinis et al., 2004)), de tamaño de partícula muy fino y alta área superficial de más de 10,000 m²/kg. Por otro lado, las cantidades de Mc empleadas oscilan generalmente entre 10-20% (Jones, 2001; Wild et al., 1996; Badogianinis, 2004), en sustitución de cemento pórtland, para obtener mejoras en las propiedades mecánicas. La evaluación de la reactividad puzolánica puede hacerse mediante métodos de análisis térmico dando seguimiento al consumo de CH, alternativamente existen métodos de conductividad eléctrica. En un reporte del estudio de combinado de métodos eléctricos con métodos térmicos (Gomez-Zamorano et al., 2004), los métodos eléctricos indicaban una fuerte actividad puzolánica en tiempos cortos, mientras los métodos térmicos determinaban la intensidad de la actividad puzolánica en reacciones con el medio del CP hidratado. Por tanto, ambos métodos tienen sus ventajas.

En el presente estudio se analizó el uso de minerales de caolín de tamaño de partícula grueso y de baja pureza, reemplazando el CP de hasta en 50%. Se caracterizaron el desarrollo de resistencia a la compresión, reactividad puzolánica y características microestructurales.

2. TRABAJO EXPERIMENTAL

2.1 Materiales

Se obtuvieron 2 minerales de caolín del estado de Zacatecas en México, se etiquetaron como caolín rojo (CR) y caolín blanco (CB). Se recibieron en partículas de 3-24 μ m, por lo que requirieron procesamiento de trituración y molienda en molino de bolas. La Figura 1 presenta la distribución de tamaño de partícula de los caolines molidos, ambos minerales tienen partículas más grandes que el CP ordinario, y mayores que las de metacaolines reportados en la literatura cuyos promedios son de alrededor de 5-10 μ m. La Figura 2 presenta los patrones de difracción de rayos X de los caolines, puede notarse que ambos minerales tienen altos contenidos de cuarzo y que el caolín blanco tiene mayor contenido de caolinita; entre las fases menores están el cuarzo y hematita. Se utilizó un cemento portland compuesto del tipo CPC 30. La Tabla 1 presenta la composición química en términos de óxidos de los caolines y el CP, puede notarse el alto contenido de SiO₂ en los caolines, denotando una baja pureza

Tabla 1. Composición de las materias primas usadas, obtenidas por fluorescencia de rayos X. La composición del cemento suministrada por Cementos Apasco planta Ramos Arizpe.

	MgO	Al ₂ O ₃	SiO ₂	K ₂ O	CaO	TiO ₂	Fe ₂ O ₃	SO ₃
Caolín blanco	0,02	33,69	63,47	0,23	0,14	1,06	0,19	0,75
Caolín rojo	0,93	26,38	66,64	2,24	0,61	0,34	2,86	0,00
Cemento portland	1.97	4.52	18.86	0.75	62.18		2.73	2.58

*ppi = pérdidas por ignición

Se utilizó una arena de sílice (98% SiO₂) denominada arena 20-30 (ASTM 778, 1995), la denominación describe que la graduación de esta arena pasa la malla de 8 μ 5m0 (N  20) y se retiene en la malla de 600 μ m (N  30). Se us  un agente superplastificante marca Rheobuild 1000 en todos los morteros para mejorar la fluidez y trabajabilidad de las mezclas sin comprometer el desarrollo de propiedades mecánicas.

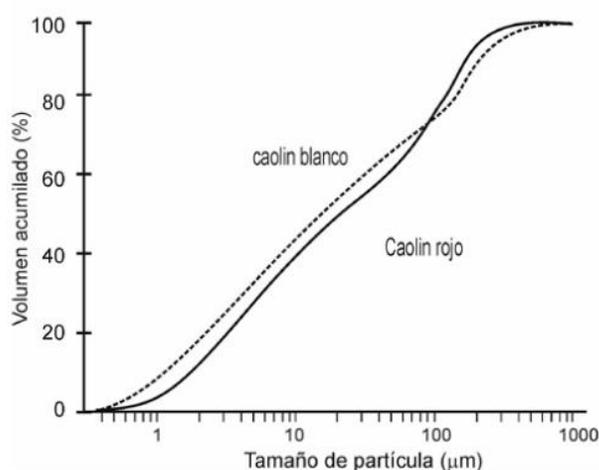


Figura 1. Distribución de tamaño de partícula de los minerales de caolín blanco y rojo

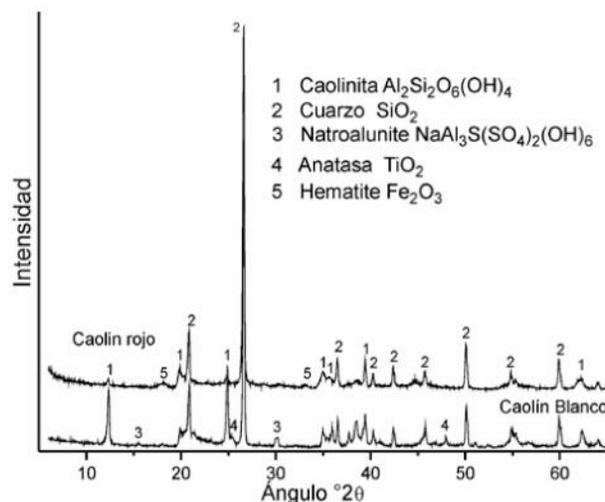


Figura 2. Patrones de difracción de los minerales de caolín blanco y rojo

2.2 Preparación de muestras y caracterización

Se prepararon morteros con una relación arena:ligante de 2.75:1. El ligante consistió de compósitos Mc-CP, con contenidos de Mc desde 0% hasta 50%. La relación agua/ligante fue de 0.45 y se agregó 1% de superplastificante, relativo a la masa de ligante. El mezclado se hizo en etapas en una mezcladora de paleta. Primero se mezcló el agua y el superplastificante por 1 minuto, luego se agregó la mezcla ligante y arena y se mezcló por 5 minutos. Los morteros se vaciaron en moldes con cavidades cúbicas de 5 cm de lado, estos se vibraron para eliminar el aire atrapado y se dejaron fraguar durante 24 horas a temperatura ambiental, recubiertas con franelas húmedas y plástico para evitar la pérdida de humedad. Los cubos desmoldados se conservaron en contenedores con agua en una cámara isotérmica a 20°C. A los periodos de tiempo seleccionados, se tomaron 4 cubos y se ensayaron mecánicamente en una máquina hidráulica (Controls con controlador SERCOMP7), se reportó el promedio y desviación estándar. Adicionalmente, se elaboraron pastas en moldes de 15x2x2 cm, procesadas igual que los morteros; las cantidades de Mc fueron entre 0% y 50%. Después de los tiempos de curado programados, se sacaron muestras de aproximadamente 30 g y se secaron por 24 horas a 35°C en una cámara de vacío para detener las reacciones de hidratación. Las muestras se molieron en un molino de bolas planetario hasta pasar la malla de 106 µm, se guardaron para caracterización posterior.

Algunas muestras de morteros se seleccionaron para análisis microestructural, estas se montaron en resina y se pulieron con pasta de diamante de 0.25micras, se recubrieron de grafito para analizarse en el microscopio. (Philips modelo XL30ESEM). Las muestras de pastas se caracterizaron mediante análisis térmico diferencial y termogravimétrico (Perkin Elmer modelo Pyris Diamond), procesando muestras de 15mg calentando una 10°C/min hasta 1250°C.

3. RESULTADOS

3.1 Comparación de resistencia a la compresión entre los metacaolines

En una primera serie de experimentos se calcinaron ambos caolines a temperaturas de 550-1050°C. Se fabricaron morteros en los que el 20% del CP se reemplazó con Mc. Los resultados se presentan en las Figuras 3 y 4. Para los morteros con Mc blanco (Figura 3) aquellos con Mc calcinado a 750°C y 850°C presentaron comportamientos similares, alcanzando alrededor de

40MPa después de 90 días. La calcinación a 550, 950 y 1050°C, resultó en resistencias menores, de alrededor de 35 MPa a los 90 días. Es importante notar que, excepto para 550 y 1050°C a los 28 días se alcanzaron 30MPa, indicando que un reemplazo del 20% del CP resultó en propiedades similares a las especificadas para morteros con 100%CP. Las curvas de morteros con Mc blanco calcinado a 650°C, 750°C y 850°C siguieron cercanamente la del mortero con 100%CP indicando que a estas temperaturas el Mc actúa satisfactoriamente como material de reemplazo.

Los resultados del Mc rojo se presentan en la Figura 4. En general el desarrollo de resistencia fue más lento que el observado para el Mc blanco (Figura 2). La calcinación a 750°C registró la más alta resistencia a la compresión a 90 días (36.9 MPa); similar al Mc blanco, las menores resistencias se observaron para la calcinación a 550, 950 y 1050°C. El desarrollo de resistencia mecánica de los morteros con Mc rojo fue similar al del mortero con 100%CP en los primeros tres días de curado, y entre 3 y 90 días la resistencias fueron menores que el mortero de referencia. Esto sugiere que la presencia del Mc acelera las reacciones de hidratación del CP y aun existiendo menos CP se lograron niveles aceptables de resistencia mecánica. Sin embargo, en tiempos posteriores la reactividad intrínseca de cada Mc rige la ganancia de resistencia mecánica.

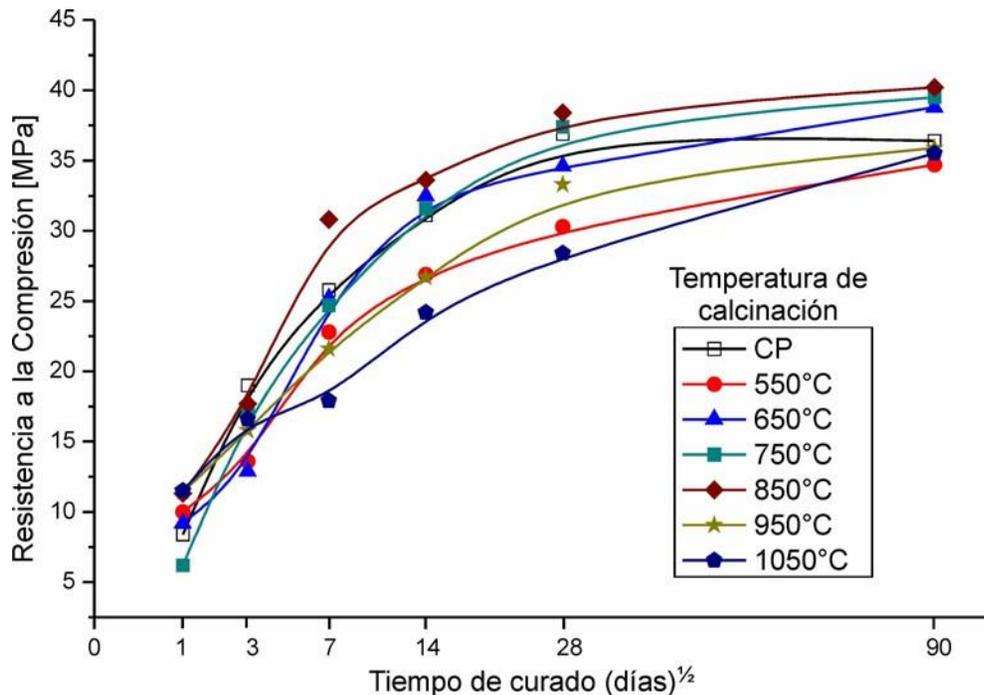


Figura 3. Resistencia a la compresión para morteros con 20% Mc blanco calcinado a 550°C, 650°C, 750°C, 850°C, 950°C y 1050°C.

Se concluyó que el Mc blanco es una mejor puzolana que el rojo. La investigación se continuó con el Mc blanco, la calcinación se realizó a 750°C. La Figura 5 presenta el patrón de difracción del Mc blanco después de la calcinación. Puede notarse la desaparición de los picos de la caolinita, los picos del cuarzo y la alunita prevalecieron. Adicionalmente aparece un halo amorfo entre 15-35°2θ, característico de los materiales silicoaluminosos amorfos. Esto indica que el material tiene potencial reactivo.

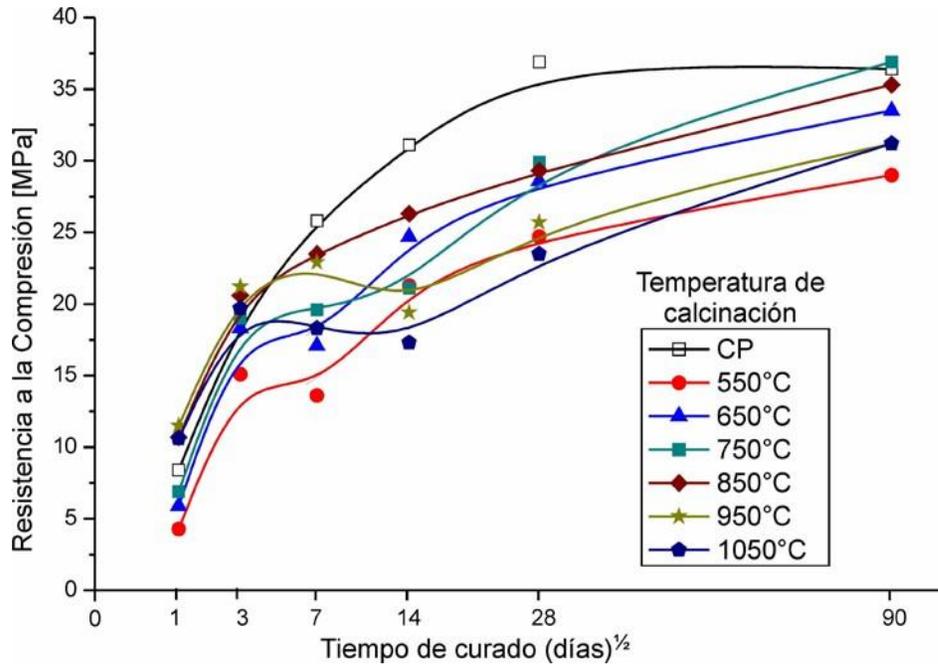


Figura 4. Resistencia a la compresión para morteros 20% Mc rojo calcinado a 550°C, 650°C, 750°C, 850°C, 950°C y 1050°C

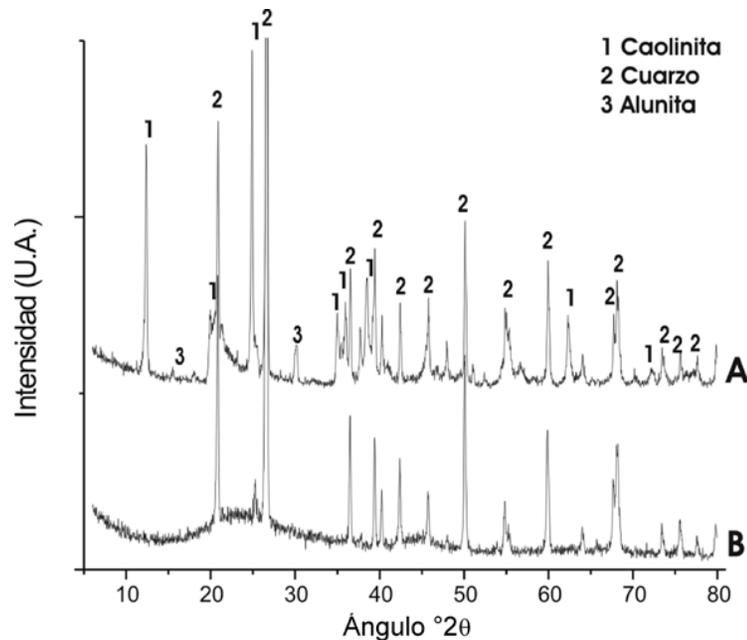


Figura 5. Patrón de difracción del Mc blanco antes y después de la calcinación a 750°C

3.2 Resistencia a la compresión con Mc blanco

La Figura 6 presenta el desarrollo de resistencia a la compresión para los morteros con 0-50% de Mc blanco, cada línea representa una fecha de curado. En todas las formulaciones la resistencia a la compresión se incrementó en función del tiempo. Durante los primeros 3 días, los morteros con 10% y 20% Mc blanco alcanzaron las mayores resistencias (incluido el mortero de 100%CP); en este periodo los morteros con 40 y 50% Mc mostraron resistencias menores que el mortero 100%CP. Después de 7 y 14 días las resistencias del mortero con 40% Mc fueron similares al de

referencia. Finalmente después de 90 y 120 días todos los morteros con Mc superaron al mortero de referencia que registró $\approx 36-38$ MPa. Las mayores resistencias fueron para morteros con 30-40% Mc con 50-53 MPa a 120 días.

En general, 10-20% de Mc blanco es favorable en edades tempranas, y en edades tardías es más favorable el remplazo de 30-40% Mc. El uso de 30% Mc tiene un desarrollo de resistencia similar al mortero de referencia en edades tempranas, pero en el largo plazo es más favorable. Los altos niveles de Mc redujeron la resistencia temprana, el desarrollo de ésta depende principalmente del avance de las reacciones de hidratación del CP y el Mc no es tan reactivo; sin embargo, en etapas posteriores, las reacciones del CP se hacen lentas y el avance de la reacción puzolánica favorece el incremento de la resistencia mecánica. En general se considera que el sacrificio de resistencia mecánica a edades tempranas es bien compensado por una reducción de costo por el uso de menor cantidad de CPO y por la obtención de mejores propiedades mecánicas en el largo plazo.

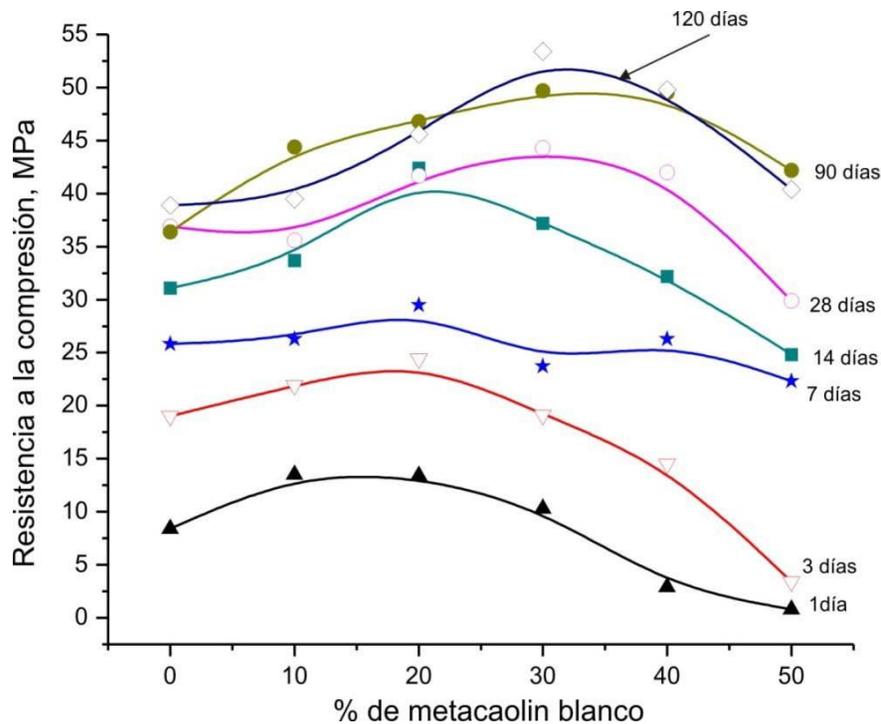


Figura 6. Resistencia a la compresión vs % Mc blanco a varios tiempos de curado a 20°C en húmedo

3.3 Análisis térmico, actividad puzolánica

La Figura 7 presenta resultados de análisis térmico diferencial para pastas de CP con diversos contenidos de Mc, Las curvas del CP mostraron desde el primero día un intenso pico endotérmico atribuido a la descomposición del CH a 400- 500°C, esto indica que el CP reacciona intensamente desde los primeros días. Para fechas posteriores el avance de las reacciones de hidratación de los silicatos de calcio causa el incremento de la intensidad del pico, aunque no tan intensamente. Las pastas con 10% y 20% Mc mostraron una ligera disminución de la intensidad de dicho pico entre 1 y 28 días de curado (en cada serie), indicando que la reacción puzolánica tuvo lugar; luego a 90 días se notó una ligera intensificación del pico, lo que podría indicar que a esta fecha ya se ha llevado a cabo gran parte de la reacción puzolánica entre Mc y el CH, y que predomina la producción de CH por la hidratación del CP. Las pastas con 30, 40 y 50% Mc mostraron un fuerte decremento de la intensidad del pico de descomposición del CH, evidenciando un efecto combinado de: (1) al incrementar % Mc se reduce la cantidad de CP, disminuyendo el CH generado por las reacciones y

(2) el consumo de CH por la reacción puzolánica. Para 50% Mc el pico del CH casi desapareció a los 90 días

En la Figura 6 se observó un pico endotérmico a ~150°C, que puede atribuirse a fases tipo stratlingita (C2ASH8) (wild y Khativ, 1997) u otros hidratos cálcicos aluminicos, que son productos comúnmente reportados para este tipo de cementos compósitos. Tal pico se notó en el CP a 120 días, pudiendo originarse a partir de la reacción de la escoria de alto horno adicionada al CP en planta.

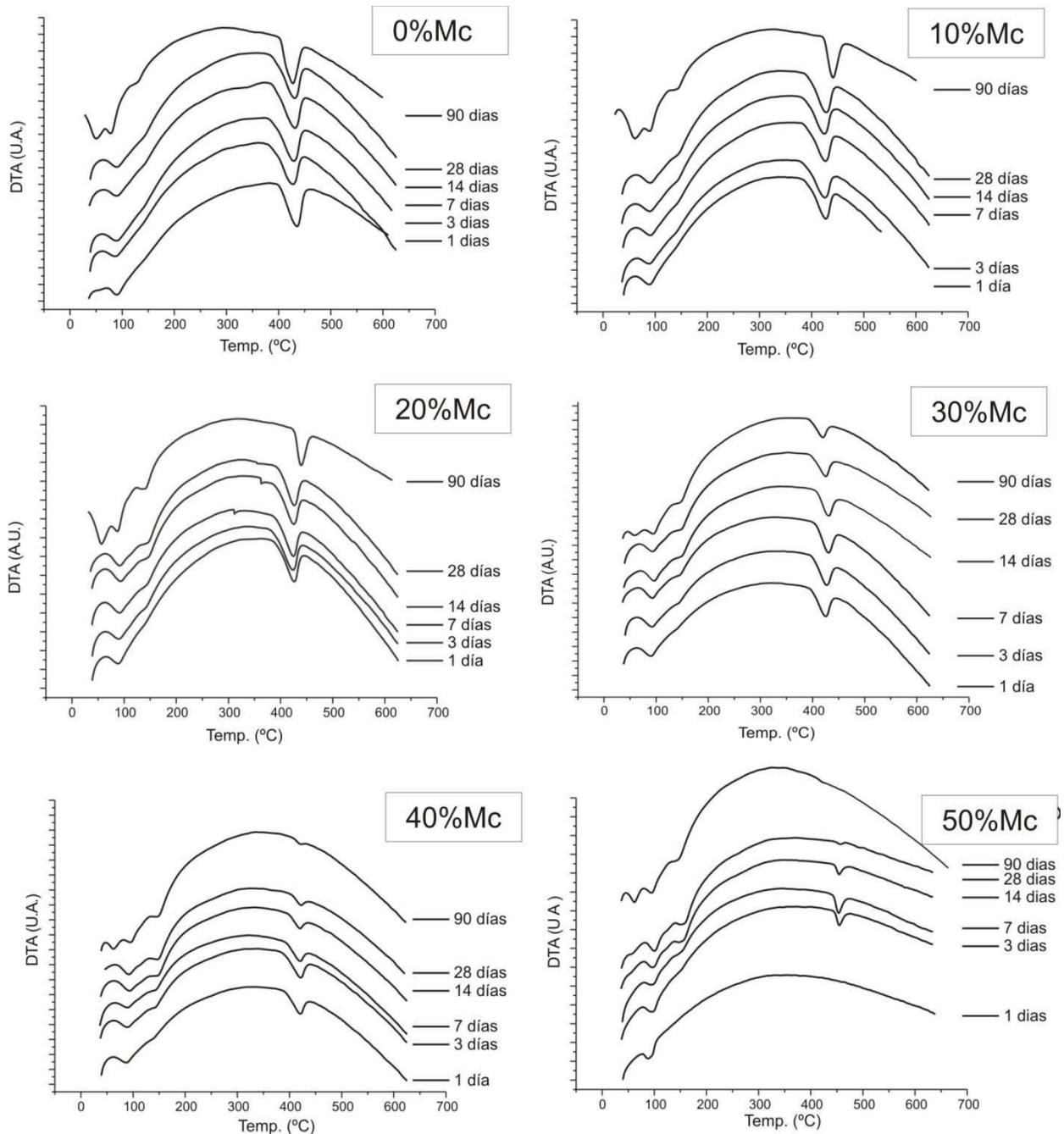


Figura 7. Curvas de análisis térmico diferencial para pastas con diversos contenidos de Mc

La Figura 8 presenta los resultados de %CH vs tiempo, derivados de los resultados de análisis termogravimétrico para las mismas pastas de la Figura 7. La cantidad CH vs tiempo se determinó

gráficamente (Gómez-Zamorano, 2004) para dar seguimiento a la reacción puzolánica mediante el uso de la pérdida en peso entre 400°-500°C registrada en las curvas de TG. Conforme aumentó el %Mc se redujo el % CH, debido a 2 factores: (1) se reduce la cantidad de CP y por ende la cantidad de CH generado y (2) la reacción puzolánica que consume CH. Las pastas con 20-40% Mc mostraron incrementos del %CH entre 1 y 3 días de curado seguida de una notable reducción hasta los 90 días. En los primeros 3 días las reacciones de hidratación del CP avanzan intensamente (incluso pueden verse aceleradas por la presencia de partículas externas (Gutteridge y Dalziel, 1990; Escalante-García y Sharp, 1998), en este periodo predomina la generación de CH sobre su consumo por la reacción puzolánica. En fechas posteriores las reacciones del CP se hacen más lentas, a 28 días alcanzan 80-90% de avance (Escalante-García y Sharp, 1998), la producción de CH se hace lenta y predomina la reacción puzolánica consumiendo CH.

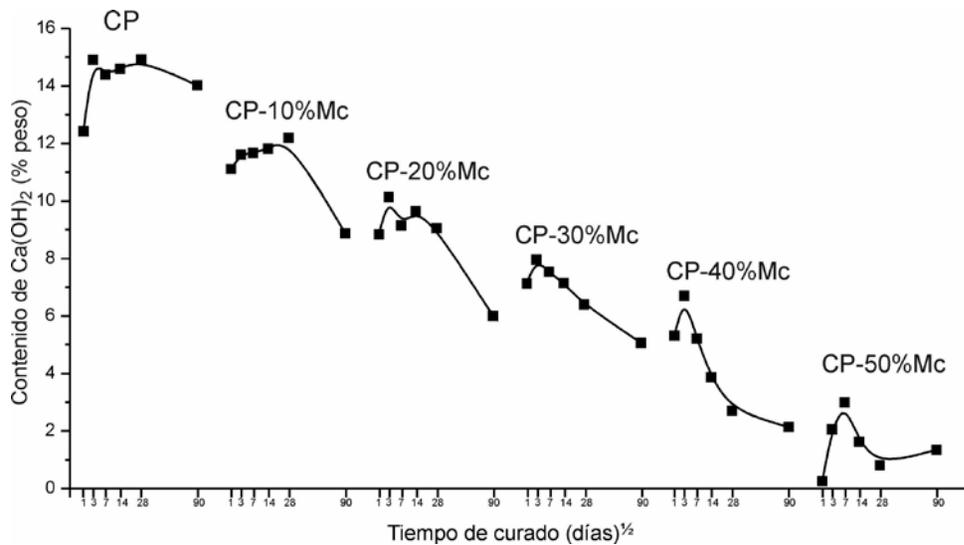


Figura 8. Resultados del %CH vs tiempo para pastas con diversos contenidos de Mc, el % de CH se determinó gráficamente por termogravimetría.

3.4 Microestructuras

Se utilizaron imágenes por electrones retrodispersados (contraste químico) para diferenciar las fases presentes. La Figura 9 presenta micrografías de morteros con 0, 10, 30 y 50% Mc curadas por 90 días. El orden de brillantez de mayor a menor es: cemento anhidro, CH, productos C-S-H, Metacaolín (la metacaolinita con brillantez similar a la de SiO₂ y se distinguen por su morfología); los poros se aprecian negros.

Para 0%Mc se observan granos de CP completamente reaccionados y muchos parcialmente reaccionados, indicando que aún después de 90 días las reacciones siguen progresando, aunque a velocidades lentas. Pueden notarse productos de C-S-H (interno y externo) y zonas de CH distribuidas en forma de aglomerados (tono gris claro), conformando una matriz relativamente densa con poros distribuidos en la microestructura, similares a las reportadas en la literatura (Escalante-García y Sharp 2001).

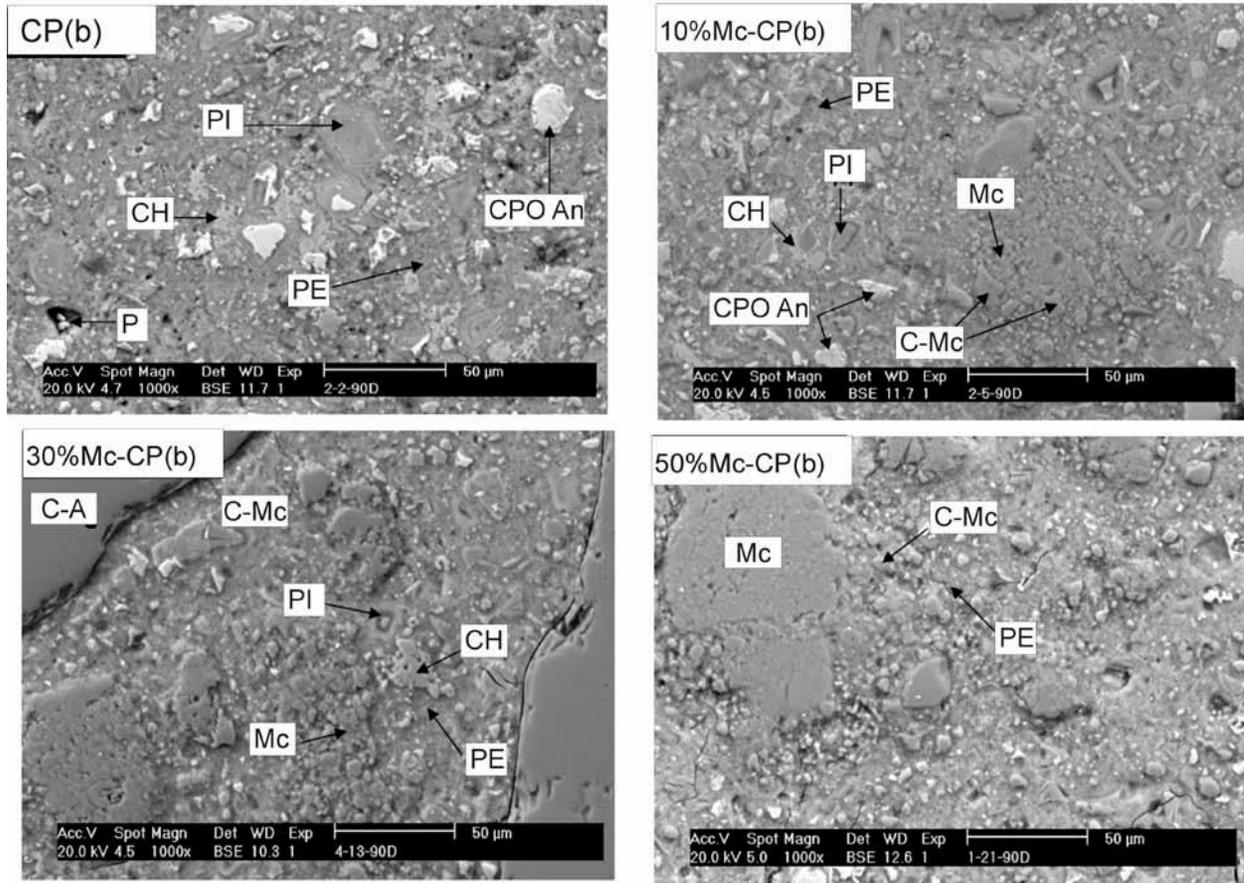


Figura 9. Microestructuras obtenidas por microscopía electrónica de barrido por imágenes retrodispersados. CPO anhidro (CP An), CH (CH), productos de hidratación internos (PI) y externos (PE), metacaolín (Mc), cuarzo de Mc (C-Mc), cuarzo de arena (C-A), poros (P).

Para 10%Mc, los granos de Mc se distinguen por su morfología característica y tono de gris. Comparado con el mortero con 0%Mc, es notable una reducción en la cantidad de granos de CP sin reaccionar, indicando que las reacciones del CP son aceleradas en presencia del Mc. Adicionalmente, mucho del CH observado para 0%Mc está ausente en presencia del Mc, esto se atribuye a la reacción puzolánica, que resulta en la formación de productos de reacción adicionales a los del CP. El CH remanente sugiere que la parte reactiva del Mc fue insuficiente en cantidad como para consumir totalmente el CH producido por el CP. Como resultado de la aceleración de las reacciones del CP y puzolánica, las microestructuras con 10%Mc son más densas que las del CP puro, en concordancia con el incremento de la resistencia a la compresión observada al comparar dichos morteros.

Las micrografías de morteros con 30% resultaron más densas que las de 0% y 50% Mc, esto es congruente con las resistencias a la compresión observadas anteriormente. Es interesante que aunque el desarrollo de resistencia de los morteros con 50% Mc fue muy lento en los primeros días, a los 90 días de curado las matrices de productos de hidratación aparecen con relativamente baja porosidad. Similar a lo descrito para 10%Mc, el consumo de CH es muy notorio, si como la ausencia de granos de CP sin reaccionar.

4. COMENTARIOS FINALES

La interacción entre el CH y el Mc ocurre es mediante la llamada reacción puzolánica (Helmuth, 1987). La red de SiO₂ o Al₂O₃-SiO₂ de la metacaolinita es destruida por el ataque de iones OH⁻. Esto conduce eventualmente a la formación de diversos productos de acuerdo a la siguiente reacción:



donde:

$x\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{SiO}_2 \cdot (x+z)\text{H}_2\text{O}$ es la composición promedio que representa a la mezcla de C-S-H, calcio aluminatos hidratados y otros productos

El avance de la reacción depende de factores como el área superficial y tamaño de partícula de la puzolana, la relación agua/sólidos en la mezcla, nivel de sustitución de CP por puzolana, temperatura, etc. La reacción conduce a la formación de productos cementosos, que contribuyen a la resistencia mecánica de morteros y concretos. Los metacaolines investigados en este trabajo son de muy baja pureza y de tamaño de partícula relativamente grueso en comparación con los reportados en la literatura. Sin embargo, los resultados muestran que estos son viables para producir morteros de bajo impacto ambiental con propiedades similares a los de CP puro. El Mc blanco no solo reemplaza al cemento, su actividad cementosa incrementa o mejoran las propiedades físicas de los morteros

5. CONCLUSIONES

1. El caolín blanco tiene una cantidad mayor de caolinita que el rojo, por consiguiente mostró un comportamiento puzolánico superior, los morteros alcanzaron mejores resistencia a la compresión.
2. La temperatura de calcinación de 750°C es adecuada para calcinar el metacaolín blanco
3. El nivel óptimo de reemplazo de CP por metacaolín blanco es de alrededor de 30%, ya que estos niveles de reemplazo superaron las propiedades mecánicas a corto y largo plazo en relación al mortero de CP.
4. Los morteros con 40- 50% de metacaolín desarrollaron resistencia lentamente en los primeros 14 días, sin embargo en el largo plazo igualaron las resistencias de los morteros del CP puro.
5. En los primeros días las propiedades mecánicas son controladas por las reacciones de hidratación del CP, que a su vez se ven aceleradas por la presencia del metacaolín; después de 14 días la resistencia se favorece por la reacción puzolánica
6. En presencia del metacaolín se redujo la microporosidad de la matriz de productos de reacción, atribuido al consumo de CH en la reacción puzolánica en combinación con la el efecto de microrellenador; el cuarzo del metacaolín participó como relleno inerte en el refinamiento y reducción de la porosidad.
7. Es posible utilizar minerales de caolín de baja calidad para producir materiales de construcción de bajo costo y de bajo impacto ecológico.

6. AGRADECIMIENTOS

Proyecto financiado por el fondo Mixto CONACYT- Gobierno del Estado de Zacatecas, ZAC-2002-C01-4201

7. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASTM C778 (1995) “*Standard Specification for Standard Sand, Annual book of ASTM standards*”, Vol. 04.01, Section 4, 329-331.
- Energy Information Administration EIA (2009), USA Government, <http://www.eia.doe.gov/bookshelf/brochures/greenhouse/Chapter1.htm>
- Badogianinis E., Papadakis V.G., Chaniotakis E., Tsvivilis S. (2004) *Exploitation of poor Greek kaolins: Strength development of metakaolin concrete and evaluation by means of k-value*, Cement and Concrete Research 34, 1035-1041.
- Curcio F., DeAngelis B. A., Pagliolico S. (1998), *Metakaolin as a pozzolanic microfiller for high-performance mortars*, Cement and concrete research, Vol. 28, 803-809
- Escalante Garcia J. I., Sharp J. H. (1998) *Effect of temperature on the hydration of the main clinker phases in portland cements, Part II, blended cements*, Cement and Concrete Research 28, 1259-1274
- Escalante Garcia J. I., Sharp J. H. (2001), *The microstructure and mechanical properties of blended cements hydrated at various temperatures*, Cement and Concrete Research 28, 695-702
- Frias, M. Cabrera J. (2001) *Influence of MK on the reaction kinetics in MK/lime and MK-blended cement systems at 20°C*, Cement and concrete research 31, 519-527
- Galan Huertos E. (1974), *El caolín en España, características, identificación y ensayos cerámicos*, Edit. Soc. Española de cerámica y vidrio (1974).
- Gartner E. (2004) “*Industrially Interesting approaches to ‘low-CO₂’ cements*”. Cem. Conr. Res. 34, 1489-1498.
- Gómez-Zamorano L. Y., Escalante-Garcia J. I., Mendoza G. (2004), *Suárez, Geothermal waste: An alternative material to portland cement*, Journal of Materials Science 39, 4021-40025
- Gutteridge W.A. and Dalziel J.A. (1990), *The effect of a secondary component on the hydration of portland cement, Part II fine hydraulic binders*, Cement and Concrete Research, 20, 778-782
- He C., Osbaek B., Makovicky E. (1995), *Pozzolanic reactions of six principal clay minerals: Activation, reactivity assessment, and technological effects*, Cement and concrete research 25, 1691-1702
- Helmuth R. (1987), *Fly ash in cement and concrete*, Edit. Portland cement association (1987).
- Jones T.R. (2001), *Metakaolin as a pozzolanic addition to concrete*. Structure & Performance of cements, Ed. Bensted J and Barnes P, Spon Press; Chapter fifteen, pag. 372-390
- Kakali G., Perraki T., Tsvivilis S., Badogiannis E. (2001), *Thermal treatment of kaolin: the effect of mineralogy on the pozzolanic activity*, Applied Clay Science 20, 73-80.
- Malhotra V. M. and Mehta P. K. (1996), *Pozzolanic and cementitious materials*, Advances in Concrete Technology, Edit. Gordon and Brach Publishers
- Massaza F. (2004), *Pozzolana and Pozzolanic cements*, Lea’s Chemistry of cement and concrete, Chapter 10, 4^a Edición, Edit. Butterworth-Heinemann
- Norma NMX-C-114-2003 (2003), Industria de la construcción, - cementos hidráulicos-especificaciones y métodos de pruebas, ONNCCE-2003.
- Ramlochan T., Thomas M., Gruber K.A. (2000), *The effect of metakaolin on alkali-silica reaction in concrete*, Cement and concrete research 30, 339-344
- Sabir B. B., Wild S., Bai J. (2001), *Metakaolin and calcined clays as pozzolans for concrete: a review*, Cement and Concrete Composites, 23, 441-454.

- Salvador S. (1995), *Pozzolanic properties of flash calcined kaolinite: a comparative study with soak-calcined products*, Cement and concrete research, 25, 102-112
- Shvarzmana A., Kovler K., Grader G. S., Shter G. E. (2003), *The effect of dehydroxylation/amorphization degree on pozzolanic activity of kaolinite*, Cement and Concrete Research 33, 405–416
- Wild S., Khatib J. M. (1997), *Portlandite consumption in metacaolín cement pastes and mortars*, Cement and concrete research, 27, 137-146
- Wild S., Khatib J. M., Jones A. (1996), *Relative strength, pozzolanic activity and cement hydration in superplasticised metakaolin concrete*. Cement and Concrete Research 26, 1537-1544.
- Zhang M. H., Malhotra, V. M (1995), *Characteristics of a thermally activated alumino-silicate pozzolanic material and its use in concrete*, Cement and concrete research, 25, 1713-1725



Acciones de rehabilitación frente a la entrada de gas radón

B. Frutos Vázquez¹, M. Olaya Adán¹, J. L. Esteban Saiz¹

¹Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, CSIC, Calle Serrano Galvache nº 4, 28033 Madrid, España.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v1i2.13>

Artículo recibido el 03 de Noviembre de 2010, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 30 de Enero de 2011. Cualquiera discusión, incluyendo la réplica de los autores se publicará en el primer número del año 2012 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del tercer número del año 2011

© 2011 Alconpat Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT. Año 1, No. 2, Mayo - Agosto 2011, es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A.C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat_int@gmail.com, Página Web: www.alconpat.org

Editor responsable: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de derechos al uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derecho de Autor. Responsable de la última actualización de este número, Unidad de Informática ALCONPAT, Ing. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, fecha de publicación: 30 de mayo de 2011.

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 Organización Mundial de la Salud (WHO), así como distintos organismos internacionales de protección radiológica, clasifican al gas radón como un agente patológico para los usuarios de los edificios en donde se manifiesta su presencia. Por su origen, en la cadena de desintegración del uranio, conlleva efectos radiactivos que, en el organismo humano, determinan un aumento de riesgo en la generación de cáncer pulmonar. Procedente de suelos donde hay masas de granito u otros sustratos con contenidos de uranio, penetra a través de los materiales habitualmente usados en la construcción; como es el caso de las soleras de hormigón, muros de sótano, etc. Para impedir la inmisión de este gas en los espacios habitados, se pueden considerar varias actuaciones en edificios ya construidos. Para la realización de esta investigación se ha construido un módulo experimental de vivienda y se han analizado las concentraciones de radón en su interior. Se ha podido observar una correlación con la presión atmosférica como parámetro determinante en la variación del flujo de radón al interior en un edificio sin protección. Posteriormente se han ejecutado diversas medidas de protección, como acciones de rehabilitación, basadas en sistemas de despresurización en terreno. Estos sistemas han hecho uso de arquetas de captación enterradas en dos ubicaciones distintas y con dos tipos de extracción, forzada o natural. Los resultados analizados muestran una mayor efectividad en la arqueta bajo solera, usando extracción natural o forzada, y una alta efectividad de la arqueta exterior, únicamente cuando se usa la extracción forzada. Se han alcanzado efectividades en el rango de 91-99 % en todos los casos, salvo en la arqueta exterior con extracción natural que únicamente consigue un promedio de 55%.

Palabras clave: radón; prevención de riesgo de entrada; actuaciones correctoras.

ABSTRACT

The World Health Organization (WHO), and other international organizations in radiation protection, classified the Radon gas as a pathological agent for users in buildings. Because of its origin, in the decay chain of uranium, radioactive effects involve increasing risk of lung cancer. Originated from soils having granite or other substrates bearing uranium, it penetrates those common construction materials, such as concrete slabs, basement walls, etc. Various routes can be considered to prevent the entry of Radon in inhabited spaces in existing buildings. An experimental module of housing was built for this investigation, analyzing the radon concentrations. The atmospheric pressure was correlated and identified as a determining parameter in flow variation in radon into a building without protection. Protective measures were then implemented as rehabilitation actions based on soil depressurization systems. These systems have used sumps in two different locations and two types of extraction, forced or natural. The results show greater effectiveness in the sump under slab, using natural or forced extraction, and high effectiveness of the outer sump, only under forced extraction. Effectiveness in the range of 91-99 % were achieved in all cases except in the outer sump with natural extraction that reached an average of 55 %.

Key words: radón; prevention; corrective actions.

Autor de contacto: B. Frutos Vázquez (borjafv@ietcc.csic.es)

1. INTRODUCCION

El uranio (U-238), elemento presente en la composición de suelos, aparece como origen de una cadena de desintegración de elementos radiactivos dentro de la cual se haya el gas radón (Rn-222). Este gas inerte de origen natural, con un periodo de vida de 3,8 días, es capaz de viajar entre los poros del suelo hasta alcanzar la superficie, donde podrá diluirse entre los gases de la atmósfera o penetrar en el interior de los edificios si éstos no se encuentran debidamente protegidos, completando en ambos casos su proceso de desintegración. Al penetrar en un espacio cerrado, el radón se acumula aumentando su concentración. La inhalación de este gas puede llegar a generar cáncer pulmonar debido a que la radiación que se produce de la desintegración del mismo y sus descendientes de vida corta en el interior de nuestro organismo, es capaz alterar el ADN de los tejidos pulmonares. La Organización Mundial de la Salud, califica al radón como agente carcinógeno de grado 1. Según este Organismo, el radón es la segunda causa de contracción de cáncer pulmonar detrás del tabaco.

En las últimas décadas se han ido recogiendo, en la normativa de salubridad de distintos países, las sucesivas recomendaciones emanadas de investigaciones sobre los efectos en la salud ⁽¹⁾ que supone respirar en espacios cerrados con presencia de gas radón.

El denominador común de estas normativas es la asignación de niveles límite de concentración de radón ⁽²⁾ en tales espacios así como la intervención con soluciones constructivas que reduzcan dichas concentraciones por debajo de los límites seguros. En general contemplan ámbitos de aplicación bien relacionados con las condiciones que deben cumplir los espacios destinados a puestos de trabajo o bien espacios residenciales. En particular, en lo referente a espacios residenciales, las condiciones de salubridad en la edificación para España, están recogidas en el Código Técnico de la Edificación (CTE) derivado de la Ley de Ordenación de la Edificación (LOE) ⁽³⁾. En la actualidad, esta normativa no contempla la protección de los usuarios de los edificios frente al riesgo de habitar con excesiva concentración de gas radón en espacios cerrados. Durante la fase de redacción del Código, el Consejo de Seguridad Nuclear de España (CSN), presentó una propuesta de inclusión de un capítulo que incluyese medidas de protección frente a la entrada de radón en edificios de nueva construcción. La propuesta se basa en los límites de concentración de radón aceptables propuestos por la Comisión Europea:

NIVELES LÍMITES DE CONCENTRACIÓN:

< 200 Bq/m³ para viviendas de nueva construcción

< 400 Bq/m³ para viviendas construidas

En esta primera versión del Código ya aprobada, el ministerio no creyó oportuno incluir aspectos relativos a la protección frente al gas radón. Uno de los argumentos para no hacerlo fue el de evitar una percepción de riesgo en la sociedad en aquellas viviendas que ya estaban construidas y para las que no se tenían datos en el momento de aprobación de código de medidas correctoras probadas.

¹ - Organización Mundial de la Salud (WHO)
- International Commission on Radiological Protection (ICRP)
- The International Atomic Energy Agency (IAEA)
- World Health Organization (WHO). Department of protection of the human environment. "Sources, Exposure and Health Effects" Organización Mundial de la Salud. (2001)

² Comisión Europea de 21 de Febrero de 1990 (90/143/EURATOM)

www.codigotecnico.org

Por este motivo se creyó oportuna la presentación de un proyecto de investigación que se está realizando bajo el amparo y subvención del Consejo de Seguridad Nuclear.

El proyecto tiene como título “Estudio de la viabilidad y la efectividad de las acciones de remedio frente a la presencia de gas radón en los edificios existentes” y el objeto de este artículo es presentar los avances en esta primera fase en la que se ha construido un módulo experimental y se ha estudiado la entrada del gas en el mismo. Estos datos se han correlacionado con variables atmosféricas para entender la influencia de los cambios climáticos en el flujo de radón hacia el interior. Por último, se han ejecutado distintas soluciones constructivas enfocadas a frenar la entrada del gas radón al interior, y se ha estudiado, en cada una de ellas, la eficiencia de reducción en la concentración interior del gas. Dichas medidas podrían denominarse actuaciones de rehabilitación enfocadas a la mejora de las condiciones de salubridad de una vivienda entendiendo que, una excesiva concentración de gas radón, constituye un riesgo para la salud como manifiestan distintos organismos a través de estudios médicos.

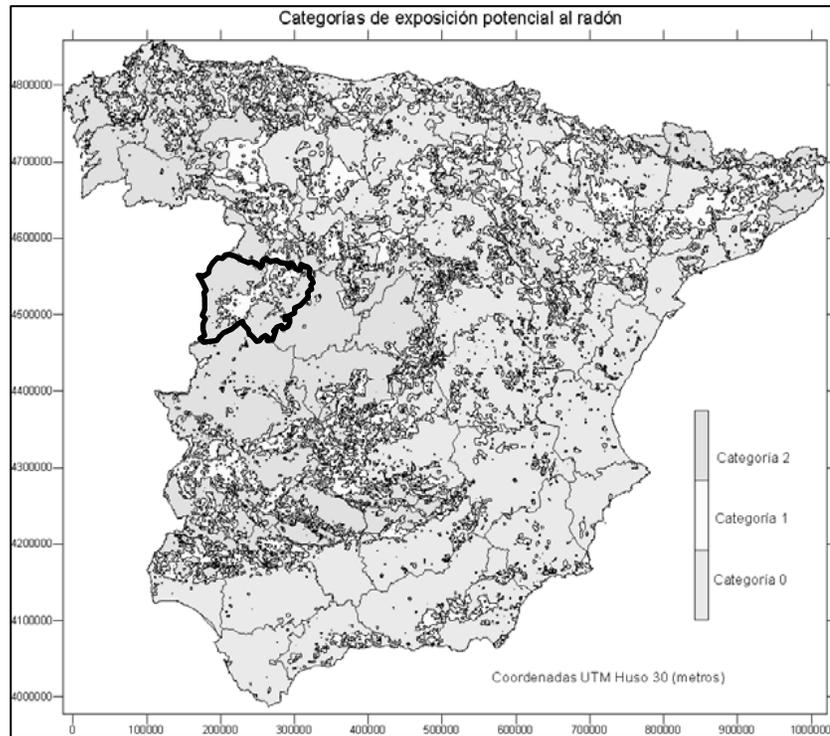
El equipo investigador está formado por personal de:

- Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja IETcc (CSIC). España
- Cátedra de Física Médica. Facultad de Medicina. Universidad de Cantabria. España

2. MÉTODOS

2.1. Ubicación del módulo experimental

Para la elección del lugar donde construir el módulo experimental se ha pretendido escoger una zona con alta presencia de radón en el terreno para así poder llegar a testar las actuaciones de remedio con mayor efectividad. La empresa ENUSA Industrias Avanzadas, S.A. que ha dedicado su actividad a la extracción de uranio en las inmediaciones de Ciudad Rodrigo en la mina de Saélices el Chico, provincia de Salamanca, España, ha colaborado en el proyecto cediendo el terreno donde se ha construido el módulo. La alta presencia de radón en la zona y la disponibilidad de la empresa ENUSA han sido determinantes para la elección de la ubicación final. En las figuras 1 y 2 se puede observar la situación de la zona de actuación dentro del mapa de presencia de radón que ha elaborado el CSN (Consejo de Seguridad Nuclear).



Categoría Exposición Potencial	Concentración media ^{222}Rn (Bq/m^3)
0- Baja	<150
1- Media	150-200
2- Alta	>200

Figura 1. En el mapa de estimación de presencia de radón en España en viviendas, se observa que la provincia de Salamanca se encuentra en una zona de alto riesgo

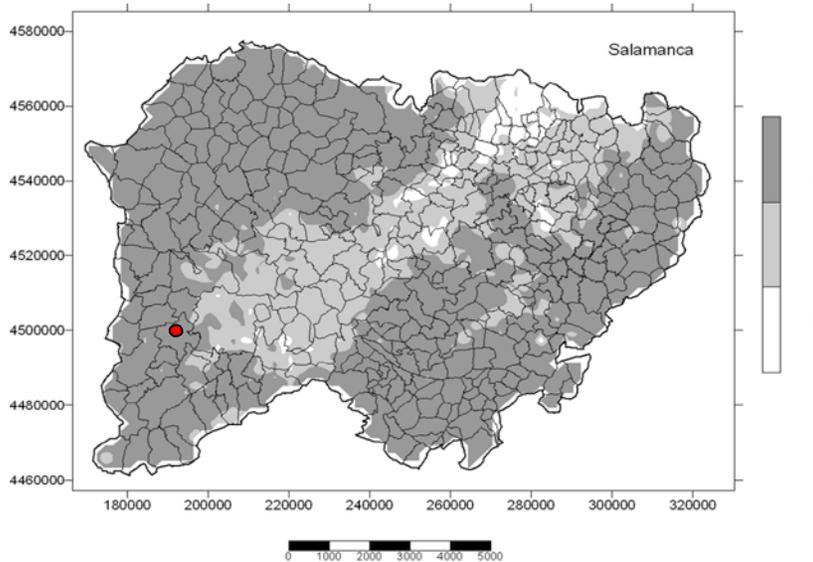


Figura 2. Mapa de la provincia de Salamanca. Presenta unos índices altos (grado 2) en la mayoría del territorio. El punto rojo indica la situación exacta de la ubicación del módulo en las instalaciones de ENUSA, Ciudad Rodrigo, Salamanca, España.

2.2. Registros de radón en el terreno de actuación. Verificación de concentraciones.

Se ha llevado a cabo una caracterización radiológica del suelo elegido sobre el que se ha construido el módulo experimental, que ha consistido básicamente en:

- a) Determinación de la concentración de elementos radiactivos en suelo
- b) Evaluación de la concentración de radón en profundidad
- c) Estudio granulométrico del suelo y permeabilidad

A continuación se presentan los principales resultados alcanzados en cada uno de los apartados indicados según el protocolo del laboratorio de la Cátedra de Física Médica de la Facultad de Medicina de la Universidad de Cantabria

a) Determinación de la concentración de elementos radiactivos en suelo

Se han caracterizado 9 muestras de terreno en el lugar de construcción del módulo experimental. En la Tabla 1 se muestran los resultados de una muestra obtenida en la excavación realizada bajo el módulo.

Tabla 1. Caracterización radiológica de la muestra de terreno obtenida en la excavación realizada para construir el módulo experimental.

PROCEDENCIA	Instalaciones de Enusa – Saélices El Chico (Salamanca)		
REFERENCIA	CSIC-ENUSA 03		
REFERENCIA UC	068/05		
FECHA RECOGIDA	10/02/05		
FECHA ANÁLISIS	10/03/05		
PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS : CFM-FM-1003.01			
	ACTIVIDAD (Bq/Kg)	ERROR DE LA ACTIVIDAD (Bq/Kg)	L.I.D. (Bq/Kg)
^{238}U (^{234}Th)	1278,8	94	160,1
^{226}Ra (^{214}Bi)	1012,5	62	16,4
^{232}Th (^{228}Ac)	47,3	11,0	32,3
^{40}K	826	67	107
^{137}Cs	--	--	11,1

Destaca la elevada concentración de radio, 20 veces superior a un suelo normal, lo que garantiza la presencia de gas radón.

b) Evaluación de la concentración de radón en profundidad

Mediante el empleo de una sonda, células de centelleo, equipo contador, se ha evaluado la concentración de radón a 1 metro de profundidad, en la zona donde ha sido colocado el módulo así como en los alrededores del mismo. Los resultados de las 20 medidas realizadas en una superficie de unos 150 m², muestran una concentración media de radón a un metro de profundidad de 250.000 Bq/m³, si bien es de destacar la gran variabilidad encontrada en la concentración de radón que oscila desde los 70.000 Bq/m³ hasta 500.000 Bq/m³, lo que en principio, clasificaría la zona como de alto riesgo a la presencia de radón en viviendas según la propuesta que aparece en el anteproyecto de nuevo Código Técnico de la Edificación.

c) Estudio granulométrico del suelo y permeabilidad:

Al objeto de disponer de una información global del suelo sobre el que se construye el módulo, se ha llevado a cabo un análisis granulométrico en dos de las muestras recogidas que han dado un resultado de permeabilidad media para el suelo de 10-12 m²/s.

2.3. Diseño y construcción del módulo. Materiales empleados.

El diseño del módulo experimental parte de la idea de reproducir las características tipológicas de una vivienda en España usando los materiales comunes para este tipo de construcciones.

El módulo presenta dos alturas, una de ellas sobre la rasante del terreno y la otra semienterrada. De esta manera se puede estudiar la presencia de radón en sótanos y en plantas elevadas. También se puede usar el semisótano para reproducir el caso de una cámara ventilada bajo un forjado sanitario. En planta ocupa un cuadrado de 5 metros de lado. Las dos plantas están unidas mediante una escalera interior con puerta que cierra ambos espacios. La cubierta es plana transitable para poder acceder a ella y manipular los sistemas de extracción que se vayan a colocar. En las figuras 3 y 4 se puede observar los planos de diseño arquitectónico del módulo experimental.

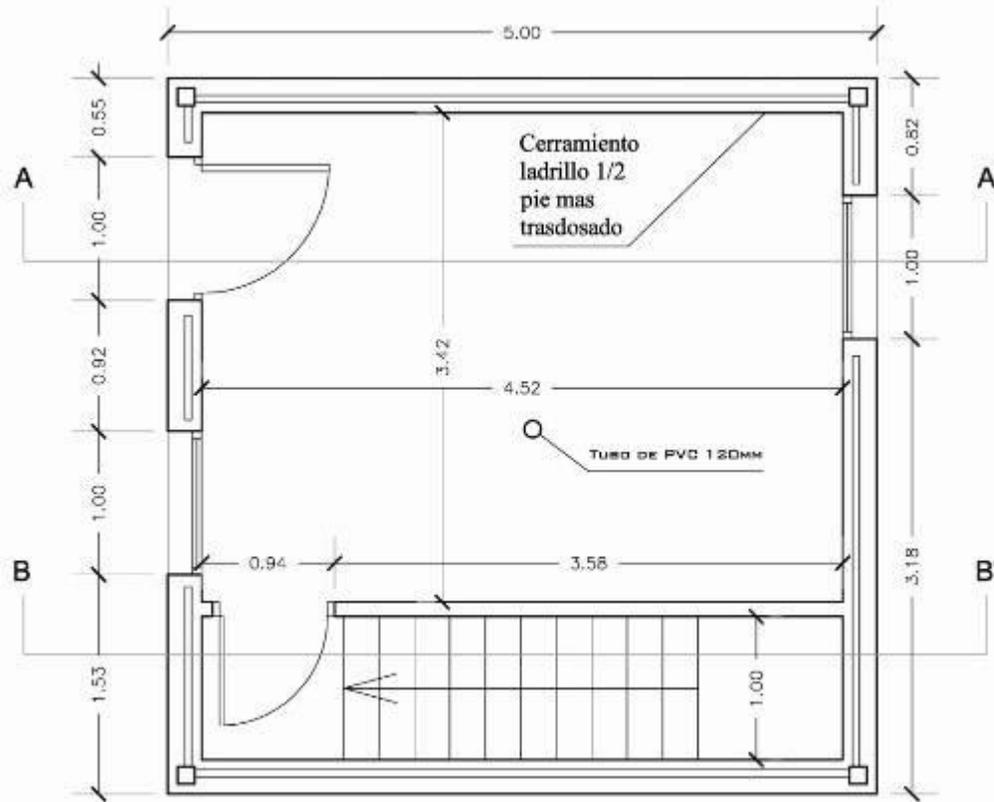


Figura 3. Diseño de planta baja del módulo experimental

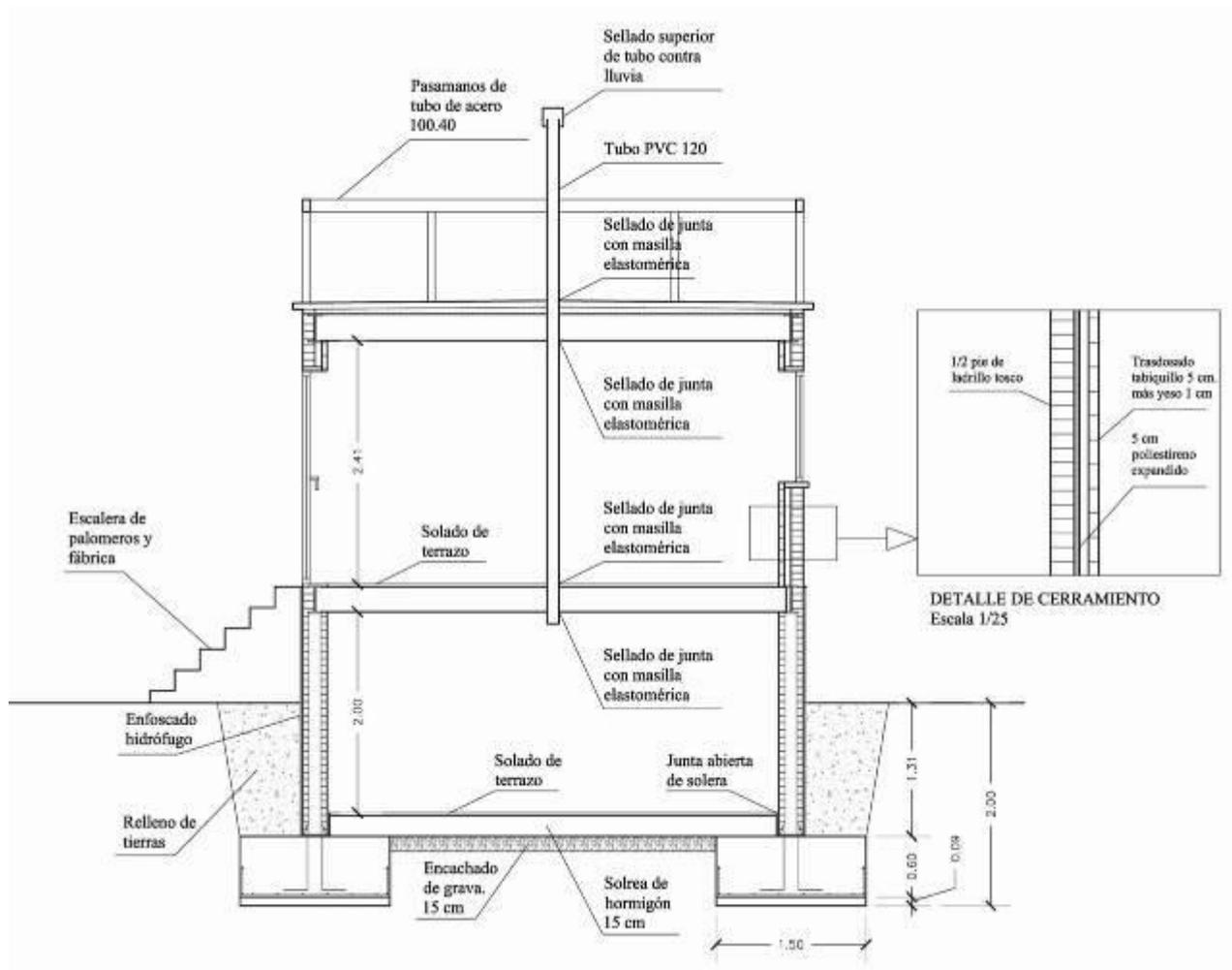


Figura. 4. Sección del módulo experimental por el eje central

Para la construcción se han usado materiales propios de este tipo de edificaciones:

- Sótano: Muros de sótano de 1 pie de ladrillo perforado con enfoscado de mortero de cemento exterior. Sin drenaje ni lámina impermeabilizante. De esta manera, el módulo se encuentra sin protección alguna frente al paso de radón desde el terreno.
- Solera: Losa de hormigón de 10 cm de espesor sobre encachado de grava. No se ha instalado lámina impermeabilizante para no obstaculizar el paso de radón hacia el interior
- Cerramiento de planta: Muro de ½ pie de ladrillo exterior, cámara de aire y trasdosado interior con tabique de hueco sencillo.
- Cubierta: La cubierta es plana con acceso desde el exterior para la instalación de sistemas de extracción.

El módulo cuenta con una puerta de acceso y dos ventanas en fachadas opuestas que se utilizan para provocar una ventilación natural. Además está dotado de red eléctrica a través de un generador de gasoil que garantiza un suministro constante para abastecer a los equipos de medida y a los extractores que se instalen. En la figura 5 se observa el módulo terminado.



Figura 5. Fotografía del módulo terminado

2.4. Programa de trabajo.

El proyecto de investigación tiene como objetivo previo estudiar la entrada de radón en el módulo experimental construido sin protección alguna frente al paso del gas. Se ha estudiado la concentración de radón en los espacios interiores (planta de sótano y planta baja) correlacionando los registros con los datos de viento, presión atmosférica, precipitaciones y temperaturas.

La segunda fase del proyecto se ha dedicado a estudiar la viabilidad y la efectividad de algunas soluciones correctoras realizando mediciones de concentración de radón tras haber introducido dichas actuaciones.

2.5. Equipo para el registro de los diferentes parámetros.

En el interior del módulo se han instalado los equipos necesarios para registrar los distintos parámetros:

Para medir la permeabilidad del terreno “in situ” se ha utilizado el equipo Checo RADON-JOK que usa el flujo de aire que se extrae a un 1 metro de profundidad.

Para el registro de las concentraciones de radón se han usado equipos DOSEMAN (Sarad) y SCOUT (Sarad) que proporcionan medidas en continuo con promedios de hora en hora.

También se dispone de 8 sondas de temperaturas en el interior y exterior y otras 4 para el registro de diferencias de presión entre el interior y el exterior del módulo y entre la planta superior e inferior. Por otro lado contamos con el uso de información meteorológica a través de la estación de ENUSA en Saelices (lluvia, viento, temperatura, humedad).



Figura 6. Laboratorio instalado en el interior del módulo para la medida en continuo de los diferentes parámetros de registro.

3. RESULTADOS

Se presentan a continuación los registros obtenidos de concentración de radón en el interior del módulo cuando este se encontraba sin ningún tipo de protección frente al paso del gas. Estos se han correlacionado con los datos atmosféricos del periodo de medida y nos da una idea de la influencia que estos tienen en la penetración y acumulación de radón.

Posteriormente se muestran los resultados de efectividad de algunas soluciones correctoras introducidas, determinados por las comparaciones de concentraciones de radón antes y después de introducir dichas medidas.

3.1. Concentraciones de radón correlacionadas con datos atmosféricos. Módulo sin protección frente a la entrada de gas radón.

El módulo construido se mantuvo cerrado durante el periodo inicial, aproximadamente 4 meses, con el fin de estudiar el comportamiento del radón en el prototipo de edificio. Se trata de una edificación construida sin ningún tipo de medida de protección frente al radón y que, por tanto, es susceptible a la penetración del mismo a través de su envolvente.

Diversos estudios (4) analizan la generación de radón procedente del terreno, la penetración del mismo a través de los cerramientos de un edificio, y su acumulación en el interior de los mimos.

4

- Lluís Font "The RAGENA dynamic model of radon generation, entry and accumulation indoors" Grupo de Física de les Radiacions, Departament de Física. Universitat Autònoma de Barcelona. Barcelona, España.
- Modelos de movimiento de radón en terreno (Washington and Rose, 1992; Schery and Siegel, 1986; Rogers and Nelson, 1991; Chen and Thomas, 1995), modelos de penetración de radón en espacios (Andersen, 1992; Nielson et al., 1994; Revzan et al., 1993; Riley et al., 1996).

Las tasas de emanación y exhalación tienen que ver con la generación de radón y su movilidad a través de los poros del terreno, siendo factores fundamentales, la cantidad de radio en origen y la permeabilidad en el suelo.

La diferencia entre las presiones que existen en el terreno y las que existen en el interior del módulo determina el flujo de radón hacia el interior. Debido a distintos factores como pueden ser las ventilaciones o los gradientes de temperaturas, es normal encontrar una depresión en el interior de un edificio comparada con la presión en los poros del terreno, y ello es lo que induce, principalmente, un flujo de radón por convección desde el terreno hasta el interior del edificio. Los cambios en las variables atmosféricas no afectan de la misma manera al aire de los poros del terreno que al del interior del módulo, produciéndose un desfase en tiempo hasta igualarse las condiciones. Este desfase provoca modificaciones en el gradiente de presiones y, por tanto, variaciones en el flujo de radón hacia el interior. A continuación se analizan los resultados obtenidos en esta fase:

a) Concentraciones de radón correlacionadas con datos de precipitaciones.

Se observa una correlación positiva entre la lluvia y el aumento de la concentración interior de radón, tanto en el sótano como en la primera planta. Este efecto de la precipitación puede estar relacionado con una reducción de la permeabilidad del suelo en el entorno del módulo, que induce una salida preferente del radón por el suelo seco bajo el mismo. (Figura 7).

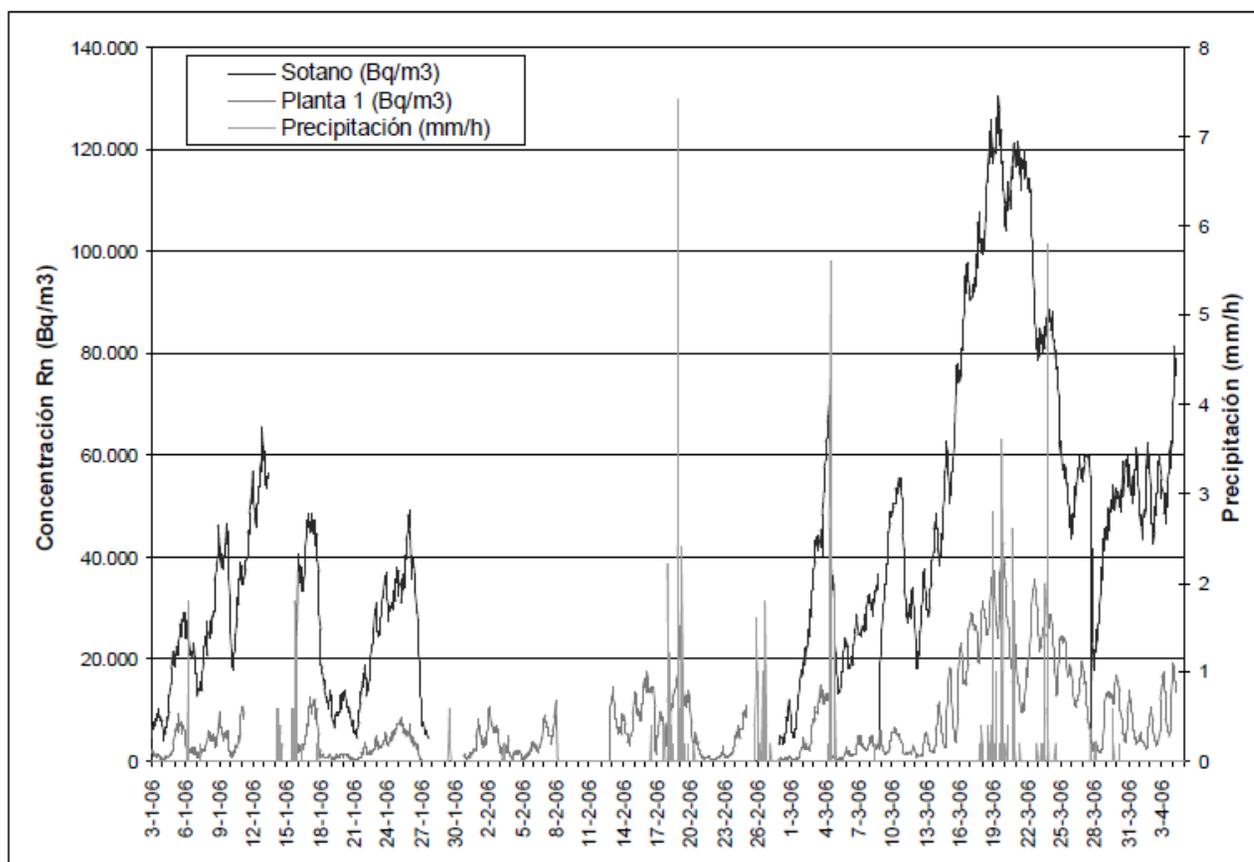


Figura 7. Concentraciones de radón de los espacios de sótano y planta baja, correlacionados con las precipitaciones registradas en la zona. Se aprecia un aumento de las concentraciones cuando se producen picos sustanciales en las precipitaciones.

b) Concentraciones de radón correlacionadas con datos de velocidad de viento y presión producida por este.

La acción del viento sobre la concentración de radón interior tiene dos vertientes opuestas. Por un lado, en función de las características arquitectónicas de la vivienda, el viento puede favorecer el intercambio de aire entre el interior y el exterior de la misma. Este aporte de aire con baja concentración de radón, daría lugar a una reducción de la misma en el interior.

Por otra parte, el viento induce una diferencia local de presiones entre el interior y el exterior proporcional al cuadrado de su velocidad, que favorece la entrada de radón en el recinto cerrado. En nuestro módulo, este efecto parece más eficaz que el de intercambio de aire. No obstante, las diferencias de presión inducidas apenas superan los 20 Pa, significativamente menores que las diferencias observadas en la presión atmosférica como veremos más adelante.

c) Concentraciones de radón correlacionadas con datos de temperaturas exteriores.

El cambio de temperatura en el exterior es objeto de una modificación del gradiente de presiones entre el interior y el exterior. Este efecto se denomina “Stack” (efecto chimenea) y explica, en los edificios, el movimiento de un gas por cambios de temperatura. El aire caliente que se genera en una vivienda en invierno, se expande (aumento de presión por la ley los gases ideales $P=nRT/V$ (5) y tiende a fugarse por chimeneas, fisuras o grietas, ventanas, etc. Ese proceso crea una depresión interior que favorece la entrada de radón desde el suelo por succión.

Durante el periodo analizado, no parece haber correlación entre ninguna de las temperaturas medidas y la concentración de radón. Únicamente en los últimos siete días se observó correlación positiva entre las temperaturas exteriores y la concentración de radón interior. La diferencia de temperaturas entre el aire exterior e interior del módulo puede inducir una diferencia de presiones que modifique la entrada de radón. Para el rango de datos disponibles, estas diferencias son pequeñas (del orden de 1 Pa) y no parecen responsables de las variaciones observadas en la concentración de radón.

d) Concentraciones de radón correlacionadas con datos de presión atmosférica.

Se observa una correlación negativa entre la presión atmosférica y las concentraciones de radón en el interior del módulo. Los descensos de presión provocan un incremento significativo de la concentración. El mecanismo por el que se produce tal incremento podría relacionarse con la permeabilidad del suelo a diferentes profundidades. Las variaciones observadas de presión son del orden de 103 Pa, tres órdenes de magnitud mayores que las inducidas por el viento o la diferencia de temperaturas, lo cual indica que se trata del parámetro dominante de entre los otros tres analizados anteriormente.

Complementariamente se ha observado una relación entre los cambios de presión atmosférica, las precipitaciones y la velocidad del viento. Las bajas presiones suponen un incremento de la probabilidad de precipitaciones. De una forma menos evidente, también se observa que los descensos de presión incrementan la velocidad del viento. (Figura 8).

⁵ $P=nRT/V$ El aumento de presión es directamente proporcional al aumento de temperatura a volumen constante.

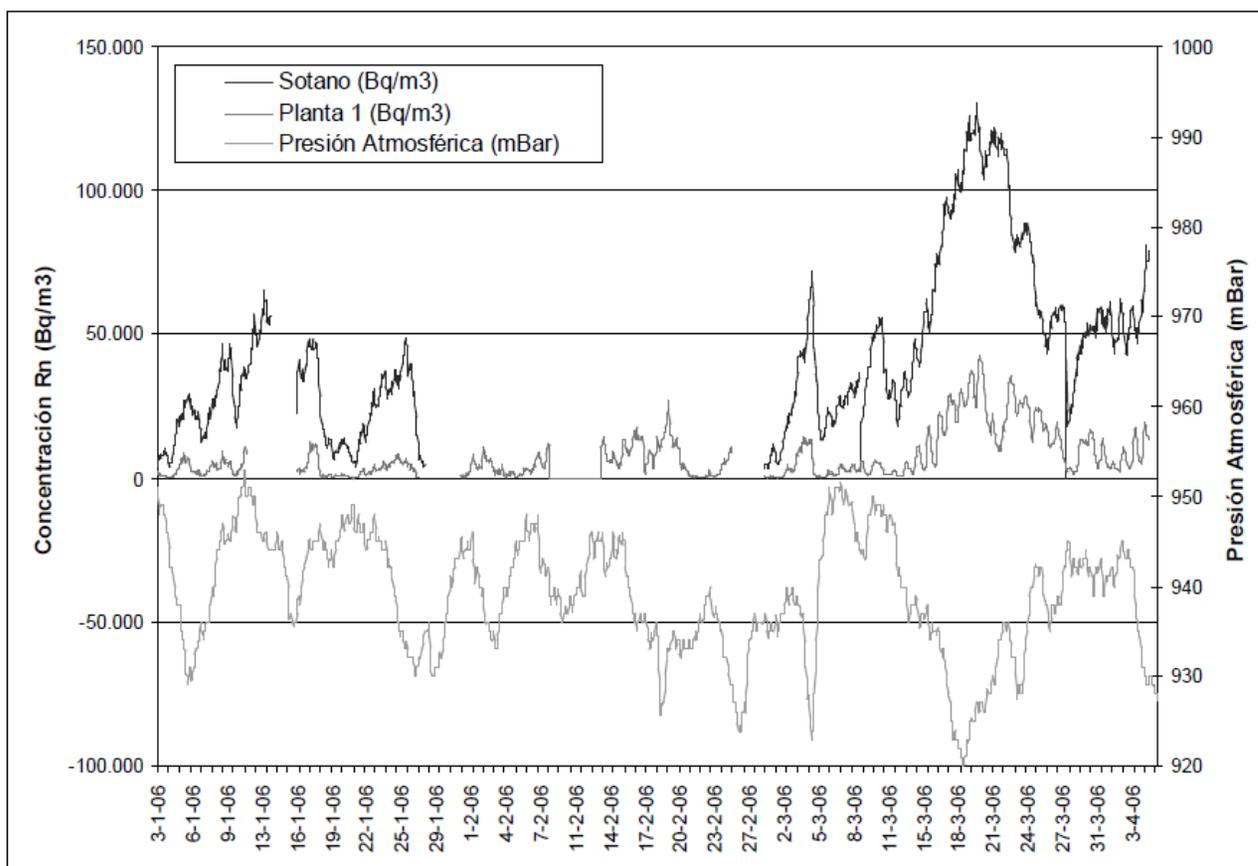


Figura 8. Concentraciones de radón de los espacios de sótano y planta baja, correlacionados con la presión atmosférica.

3.2. Efectividad de las medidas de rehabilitación enfocadas a reducir la concentración de radón interior.

Durante el periodo inicial del módulo, sin protección frente a la inmisión de gas radón, se han registrado unas concentraciones de radón promediadas en el tiempo de dicho periodo. Estas concentraciones sirven de base comparativa para poder evaluar que reducción de radón consiguen las soluciones correctoras que han sido testadas por periodos de tiempo de aproximadamente un mes. Las concentraciones iniciales en el módulo sin proteger constituyen el patrón base de comparación, y son las siguientes:

Tabla 2. Concentraciones de radón en punto de inicio. Situación de módulo sin protección

	Planta SÓTANO	Planta 1	Relación P. sótano / P.1
Concentración PROMEDIO (3 meses)	39.385 Bq/m3	6.855 Bq/m3	5,75

En esta fase de la investigación, se introducen en el módulo distintas medidas de protección frente a la inmisión de radón y se evalúan conforme a su capacidad para reducir la concentración de radón en el interior del módulo.

Este tipo de medidas podrían clasificarse en dos grandes grupos atendiendo a la base de funcionamiento en aquellas que interponen barreras frente al paso de radón en todo elemento del edificio que esté en contacto con el terreno (soleras, muros de sótano, etc.) (Ver figura 10) y aquellas que extraen el gas del terreno antes de que este pueda penetrar en los edificios mediante la instalación de sistemas de expulsión de aire conectados al terreno (Ver figura 9). Dentro de éstas últimas existen variaciones como la presurización en lugar de la extracción, o las ventilaciones de forjados sanitarios.

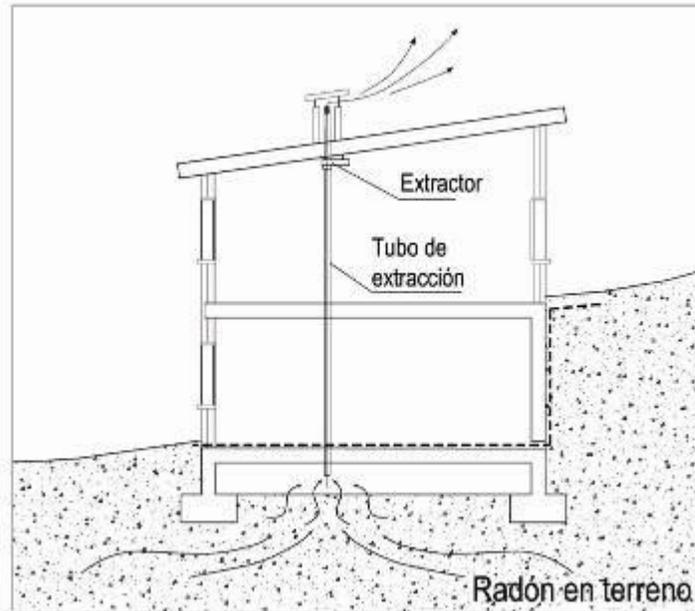


Figura 9. Medidas de extracción

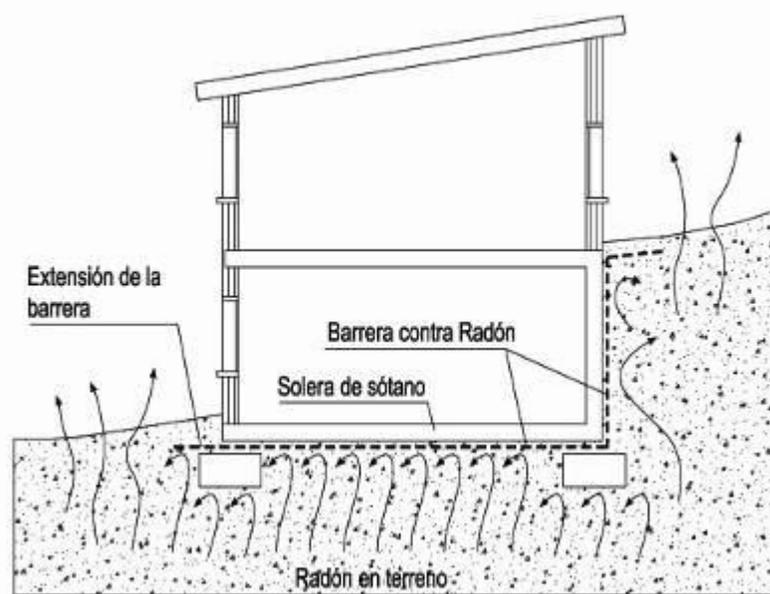


Figura 10. Medidas de barreras

En este trabajo se analizan únicamente las medidas de extracción, mediante tiro natural y mediante tiro forzado usando espacios de captación (arquetas) centrados y exteriores.

a) Efectividad de un sistema de extracción natural por captación en arqueta central.

Esta medida de rehabilitación consiste en un sistema de extracción natural del gas en el terreno de asiento de la edificación. Se ha construido al efecto una arqueta enterrada para captar el gas en el subsuelo y se ha situado bajo la solera del módulo perforando la losa de hormigón. También se aprovecha para construir una arqueta exterior para evaluar la influencia de la ubicación de las mimas. Ambas se han construido con ladrillo perforado para permitir la entrada del gas hacia el interior. (Figuras 11 y 12).

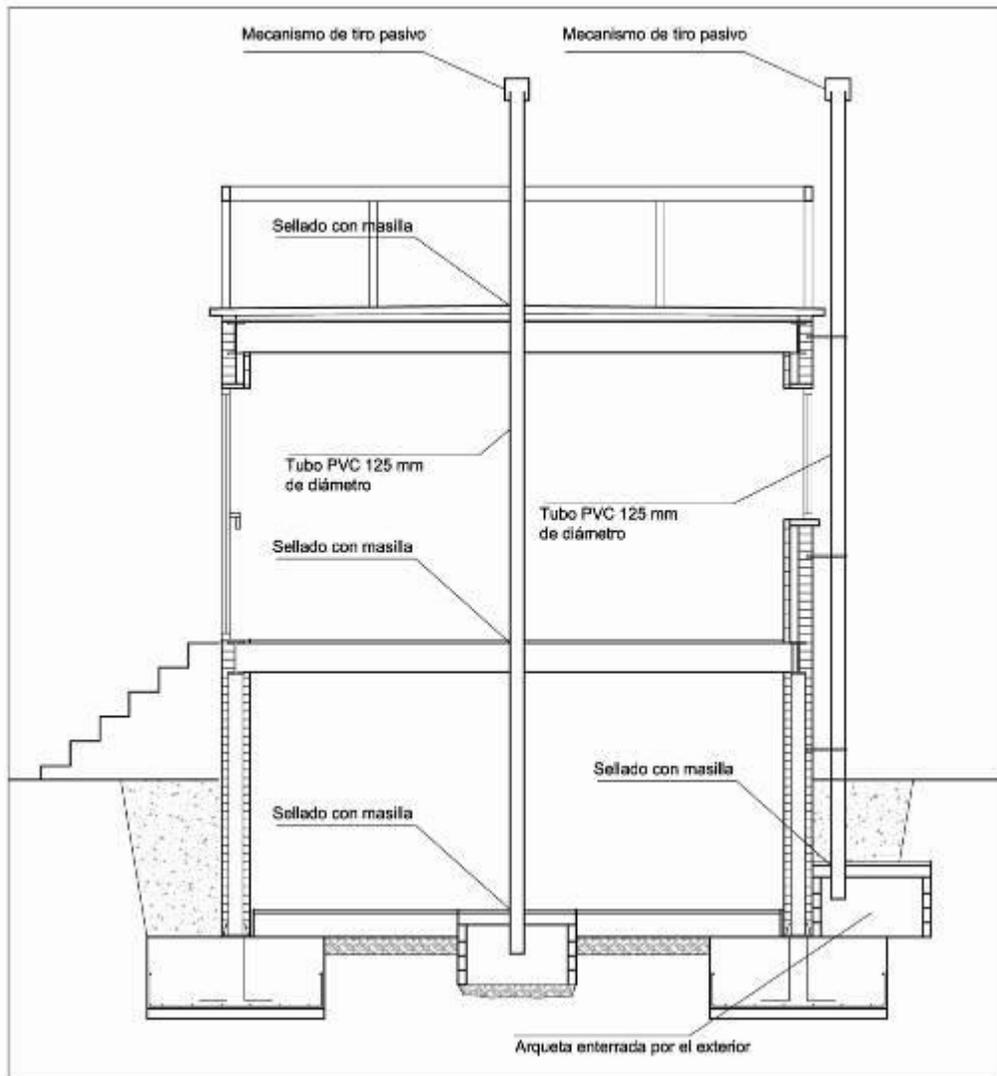


Figura 11. Sección del módulo por el eje central. Se observa el diseño del sistema de extracción.

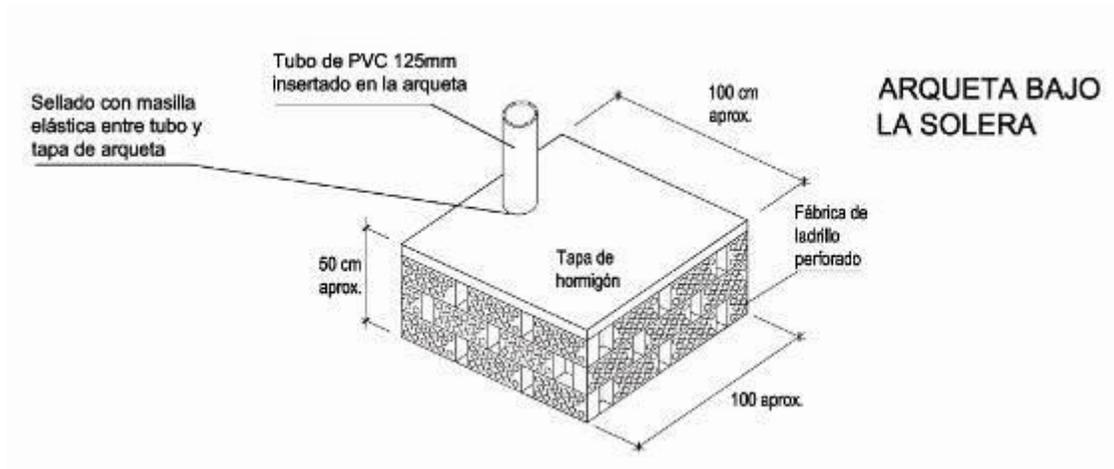


Figura 12. Diseño de la arqueta tipo.

Se han insertado tubos por la parte superior de las arquetas y se les ha conducido hasta cubierta para forzar un tiro natural. (Figuras 13 y 14).



Figura13. Fotografía de la construcción de la arqueta situada bajo la solera de sótano



Figura 14. Salida de los tubos a cubierta. En esta fotografía se encuentran sellados en su extremo.

Se trata de estudiar la mitigación que puede producir el sistema de extracción en la concentración interior. En los extremos de estos tubos, se colocó un dispositivo de extracción natural que funciona por el efecto del viento. (Figura 15).



Figura 15. En esta fotografía se encuentra abierto el tiro de la arqueta situada bajo el módulo mientras que el otro tubo está sellado.

El efecto que ello causó fue una reducción considerable de la concentración de radón en el interior del módulo. En la Figura 16 se observa como la concentración de radón en el sótano se reduce de unos índices que oscilan en torno a los 80.000 Bq/m³ hasta los 1.500 Bq/m³. En planta baja la concentración ha pasado de un valor medio de 20.000 Bq/m³ a un valor medio de 500 Bq/m³.

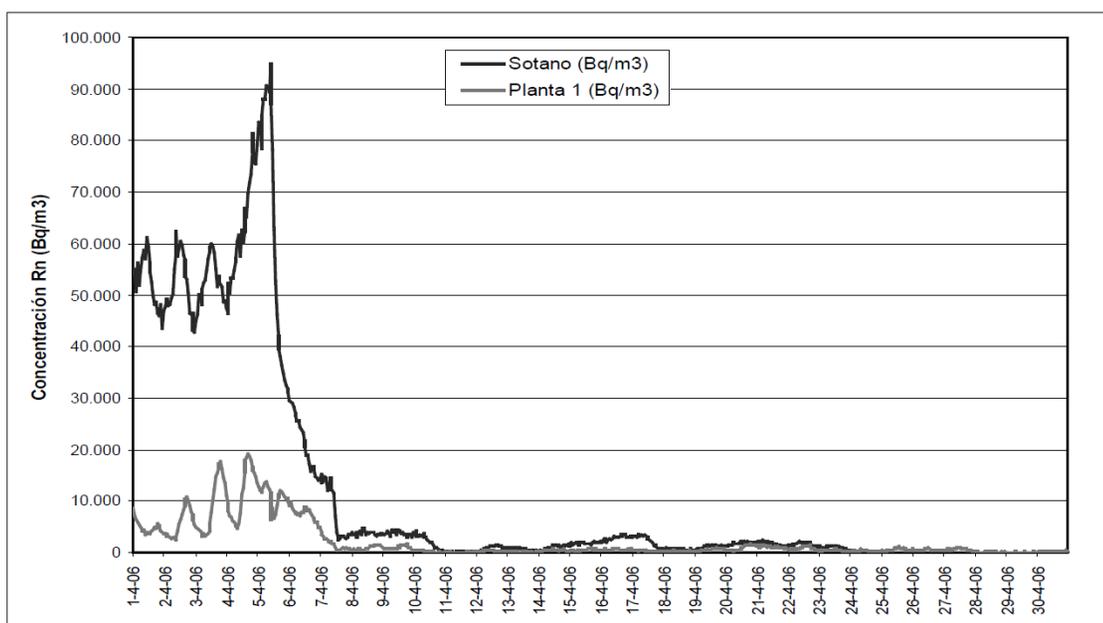


Figura 16. En esta gráfica se observa la reducción en la concentración de radón cuando han entrado en funcionamiento la extracción natural a través de las dos arquetas enterradas.

La velocidad de viento puede provocar un mejor funcionamiento del tiro pasivo debido al efecto “Venturi” y parece que así se confirma en los días del 10 al 12 del mes de abril en los que se observa una relación positiva entre el aumento de la velocidad del viento y la disminución de concentración radón (Figura 17).

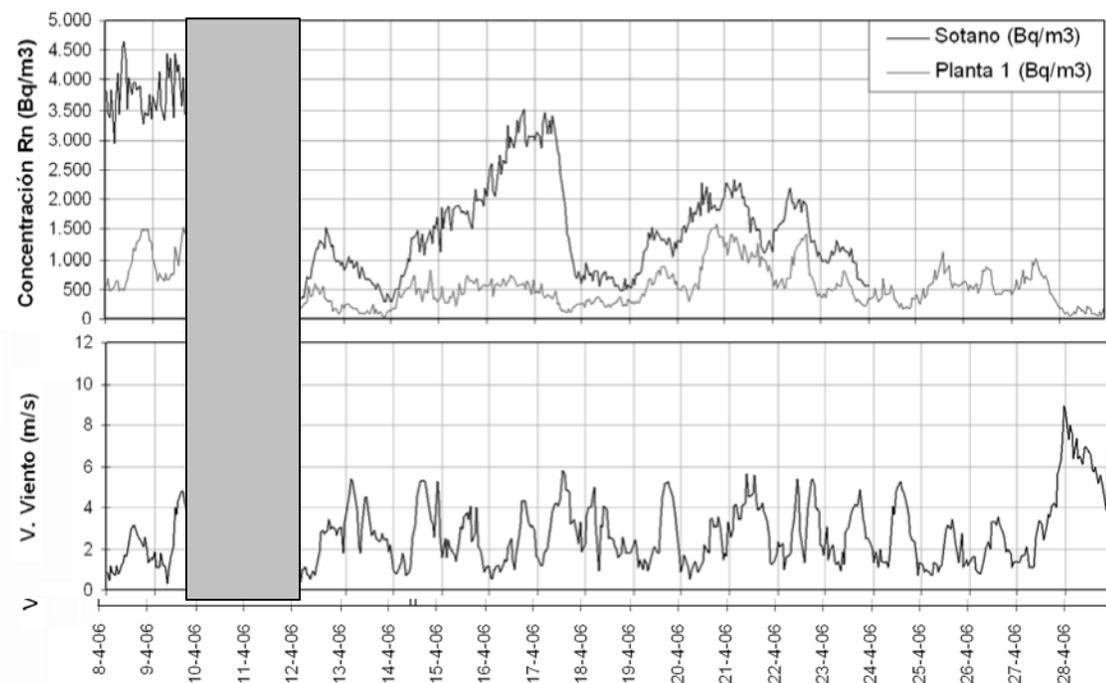


Figura 17. Al Aumentar la velocidad de viento se produce una succión mayor por las arquetas y por tanto una mayor extracción de radón

Los resultados de efectividades de esta primera medida se resumen en la tabla 3 que muestra las concentraciones iniciales, las obtenidas tras la intervención y la reducción de radón conseguida por la medida correctora introducida. Esta reducción se expresa también en porcentaje sobre la inicial.

Tabla 3. Efectividad de la medida de rehabilitación (a)

MEDIDA CORRECTORA	INICIAL CONCENTRACIÓN MEDIA (Bq/m3)		CONCENTRACIÓN TRAS LA INTERVENCIÓN (Bq/m3)		REDUCCIÓN (Bq/m3)		REDUCCIÓN %	
	Sótano	Planta 1	Sótano	Planta 1	Sótano	Planta 1	Sótano	Planta 1
EXTRACCIÓN NATURAL								
01-Extracción Natural por arqueta Central	39.385	6.855	1.742	603	37.643	6.252	96	91

b) *Efectividad de un sistema de extracción natural por captación en arqueta exterior.*

La base de funcionamiento de este sistema es la misma que la del sistema anterior. En este caso, se sella el tubo que conecta la arqueta central y se abre el de la exterior. La extracción se realiza únicamente por la arqueta exterior mediante tiro natural. De esta manera se analiza que capacidad de extracción presentan las arquetas en función de su ubicación. En la medida anterior funcionaba la arqueta central, y en ésta solo la exterior.

La efectividad de esta medida es la siguiente:

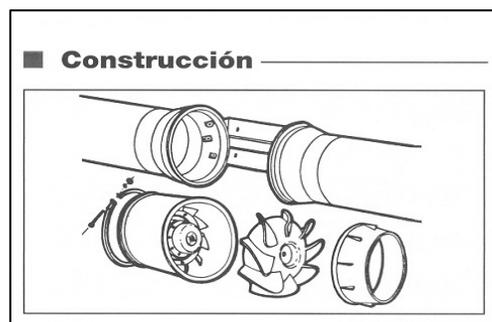
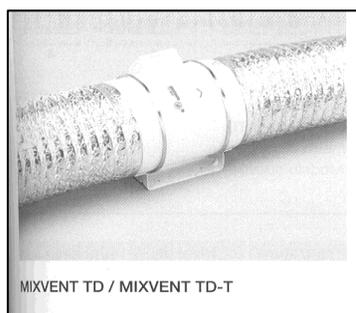
Tabla 4. Efectividad de la medida de rehabilitación (b)

MEDIDA CORRECTORA	INICIAL CONCENTRACIÓN MEDIA (Bq/m ³)		CONCENTRACIÓN TRAS LA INTERVENCIÓN (Bq/m ³)		REDUCCIÓN (Bq/m ³)		REDUCCIÓN %	
	Sótano	Planta 1	Sótano	Planta 1	Sótano	Planta 1	Sótano	Planta 1
EXTRACCIÓN NATURAL								
03-Extracción Natural por arqueta Exterior	39.385	6.855	16.607	3.213	22.778	3.642	58	53

Se observa que las efectividades conseguidas son bastante menores que en la anterior medida correctora. Este fenómeno se podría explicar por la barrera que constituye la cimentación del módulo. La arqueta se encuentra enterrada por el exterior de la zapata corrida de cimentación. Dicha cimentación perimetral cerca, físicamente, el espacio de terreno bajo él, generando una zona que se ve menos afectada por las succiones creadas por la arqueta. Esta situación provoca que una mayor cantidad de radón penetre en el interior del módulo en lugar de alcanzar la arqueta de captación. Por otro lado se ha comprobado que, al igual que ocurría en la medida correctora anterior, el viento juega un papel importante en la extracción de radón por arquetas de captación. La succión que produce el viento en la cabeza del tubo, ayudado por el mecanismo de tiro pasivo, conlleva a una mayor potencia extracción y con ello, mayor radón expulsado. A mayor velocidad mayor es la extracción y por tanto mayor es la reducción en la concentración interior.

c) Efectividad de un sistema de extracción forzada (ventilador de 80 W de potencia) por arqueta central.

Ésta es una variante de la medida de extracción natural por arqueta central (a) en la que se ha forzado el tiro mediante un extractor mecánico de 80 W de potencia. La base de funcionamiento es la misma, extraer aire contaminado de radón del terreno bajo el módulo para evitar que este penetre en el interior del edificio. La extracción se realiza a través de la misma arqueta de captación en la situación central bajo la solera del módulo, y la conexión al exterior es mediante el mismo tubo de la medida nº 2. En la boca de salida a cubierta se instaló un extractor mecánico de tipo helicocentrífugo. El diámetro de conexión es de 125 mm y genera una depresión máxima en la arqueta central de 155 Pa. Las figuras 18 y 19 muestran el tipo de extractor instalado:



Figuras 18 y 19. Modelo de extractor colocado en el tubo. Marca: Soler & Palau. Modelo: MIXVENT TD 350/125

Las características de este extractor son las que muestra la tabla 5.

Tabla 5. Características técnicas del extractor instalado

Tipo	MIXVENT TD 350/125
Velocidad (r.p.m.)	2.210
Potencia absorbida max. (W)	80
Intensidad absorbida max. (A)	0.37
Caudal de descarga libre (m3/h)	360
Nivel de presión sonora (dBA)	30
Peso (kg)	2

La figura 20 muestra el diseño de la medida correctora:

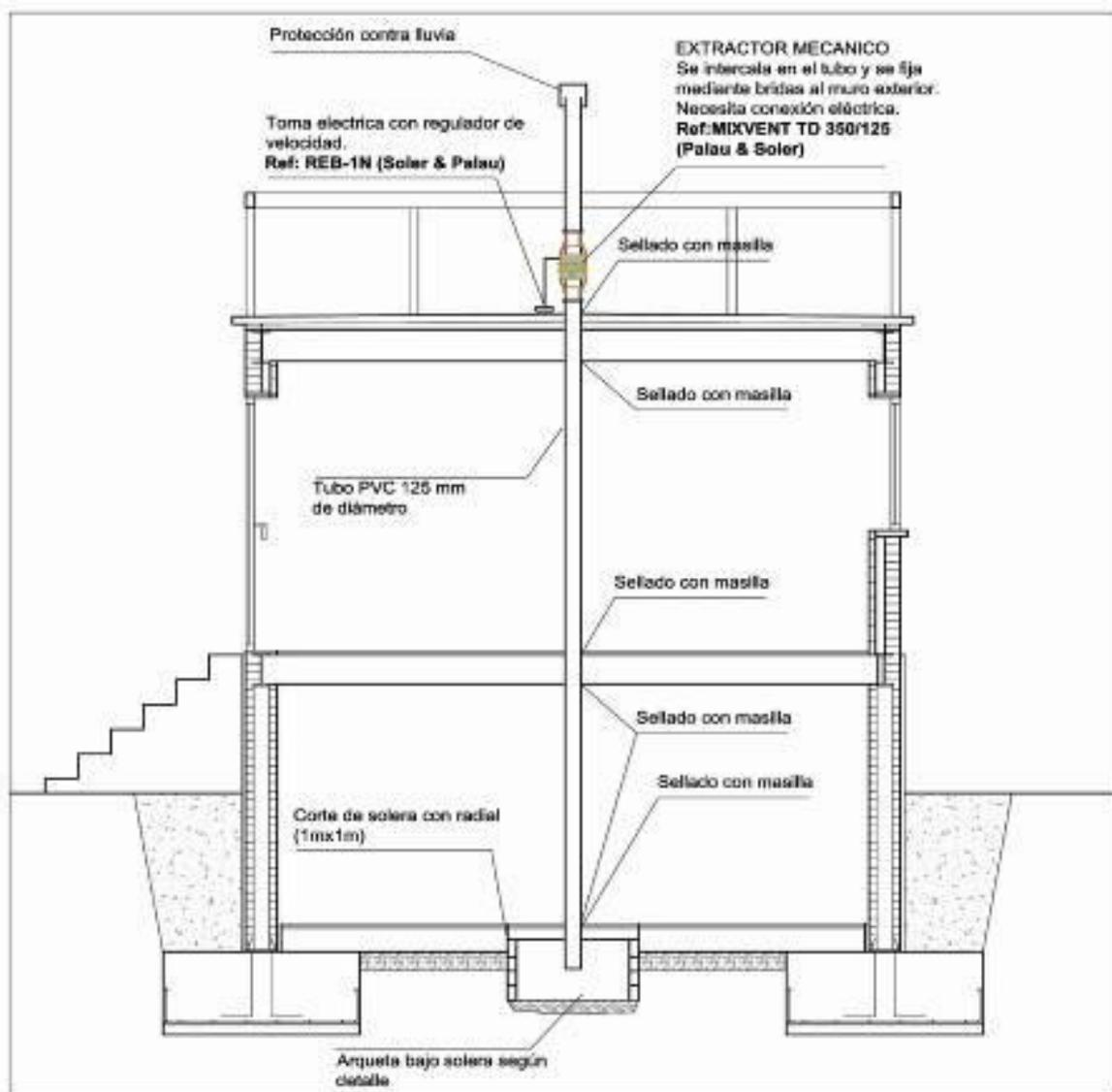


Figura 20. Diseño de la solución de rehabilitación (c)

La efectividad conseguida se muestra en la tabla 6

Tabla. 6. Efectividad de la medida de rehabilitación (c)

MEDIDA CORRECTORA	INICIAL CONCENTRACIÓN MEDIA (Bq/m3)		CONCENTRACIÓN TRAS LA INTERVENCIÓN (Bq/m3)		REDUCCIÓN (Bq/m3)		REDUCCIÓN %	
	Sótano	Planta 1	Sótano	Planta 1	Sótano	Planta 1	Sótano	Planta 1
EXTRACCIÓN FORZADA								
05-Extracción Forzada (56w) por arqueta Central	39.385	6.855	409	368	38.976	6.487	99	95

Este cuadro muestra la alta efectividad conseguida con la medida. Los valores obtenidos en ambas plantas rondan los 400 Bq/m3, resultados que cumplen con los recomendados para edificios construidos según la Comisión Europea.

El mantenimiento del ventilador es un tema crucial en este tipo de medidas. La efectividad se confía al funcionamiento del extractor por lo que si éste falla el sistema deja de funcionar y el radón vuelve a acumularse en el interior del edificio sin que pueda ser detectado hasta que no se realicen nuevas medidas de concentración. Para evitar este fallo se pueden usar alarmas que saltan en cuando detectan un mal funcionamiento del ventilador. Por otro lado, la influencia de los cambios de presión atmosférica queda significativamente reducida por la acción del extractor mecánico.

d) Efectividad de un sistema de extracción forzada (ventilador de 80 W de potencia) por arqueta exterior.

En esta nueva medida, última de las de extracción por arquetas, se traslada el extractor mecánico de 80 w a la salida del tubo que conecta con la arqueta exterior. El tubo de la arqueta central se sella. La base de funcionamiento para esta solución es la misma que para la medida (b), extracción natural desde arqueta exterior, con la salvedad de que en este caso se fuerza el tiro mediante el uso de un extractor mecánico de 80 w de potencia. Con esta medida se ha analizado la capacidad de reducción de radón que tiene esta medida comparada con la (b) en la que el tiro era natural y también comparado con la efectividad de la medida anterior (c) en la que el mismo extractor estaba colocado en el tubo de conexión de la arqueta central.

La efectividad conseguida la muestra la tabla 7.

Tabla 7. Efectividad de la medida de rehabilitación (d)

MEDIDA CORRECTORA	INICIAL CONCENTRACIÓN MEDIA (Bq/m3)		CONCENTRACIÓN TRAS LA INTERVENCIÓN (Bq/m3)		REDUCCIÓN (Bq/m3)		REDUCCIÓN %	
	Sótano	Planta 1	Sótano	Planta 1	Sótano	Planta 1	Sótano	Planta 1
EXTRACCIÓN FORZADA								
07-Extracción Forzada (80w) por arqueta Exterior	39.385	6.855	327	480	39.058	6.375	99	93

Se observan efectividades bastante superiores a la que daba la medida correctora de extracción por arqueta exterior por tiro natural (b), que mostraba unos resultados de efectividades del 58 % y 53 % para planta de sótano y planta 1 respectivamente.

En este caso, la cimentación del módulo que constituía una barrera para la extracción por arqueta exterior en tiro natural (b), no parece influir en el mismo grado. Se obtiene la siguiente apreciación: la instalación de un extractor en una arqueta exterior, consigue buenas efectividades en relación al tiro natural, y muy similares a las obtenidas por extracción forzada por arqueta central. Serviría, pues, para una actuación en edificio existente con una intervención por el exterior, que no ocasionaría molestias para los habitantes.

3.3. Análisis comparativo de efectividades de las medidas de rehabilitación ensayadas

La tabla 8 muestra las reducciones de concentración de radón conseguidas por las distintas medidas de rehabilitación, expresadas tanto en Bq/m³ como en un porcentaje de reducción frente a las concentraciones iniciales.

Tabla 8. Efectividades comparadas

MEDIDA DE REHABILITACIÓN	INICIAL CONCENTRACIÓN MEDIA (Bq/m ³)		CONCENTRACIÓN TRAS LA INTERVENCIÓN (Bq/m ³)		REDUCCIÓN (Bq/m ³)		EFECTIVIDAD DE REDUCCIÓN %	
	Sótano	P. 1ª	Sótano	P. 1ª	Sótano	P. 1ª	Sótano	P. 1ª
EXTRACCIÓN NATURAL								
a) Extracción natural por arqueta central	39.385	6.855	1.742	603	37.643	6.252	96	91
b) Extracción natural por arqueta exterior	39.385	6.855	16.607	3.213	22.778	3.642	58	53
EXTRACCIÓN FORZADA								
c) Extracción forzada (80 W) por arqueta central	39.385	6.855	349	479	39.036	6.376	99	93
d) Extracción forzada (80 W) por arqueta exterior	39.385	6.855	327	480	39.058	6.375	99	93

En todas ellas, salvo en la medida c (extracción natural por arqueta exterior), se han conseguido efectividades superiores al 90 %. Aunque no se ha podido comprobar que exista una relación lineal en el porcentaje aplicado a otra concentración inicial de radón, si es de esperar, que en situaciones habituales en las que no exista una concentración de radón tan elevada (como ha sido el caso del terreno de la mina de uranio), sí se hubieran conseguido reducciones de radón por debajo de los 400 o 200 Bq/m³ en la mayoría de las medidas probadas.

La figura 21 presenta un diagrama de barras donde se pueden ver los promedios de concentración tras la intervención en cada una de las medidas de rehabilitación. La línea roja indica el límite de riesgo a partir del cual se debería introducir una actuación de corrección según la comisión europea (400 Bq/m³) (6) para viviendas existentes.

⁶ Comisión Europea de 21 de Febrero de 1990 (90/143/EURATOM)

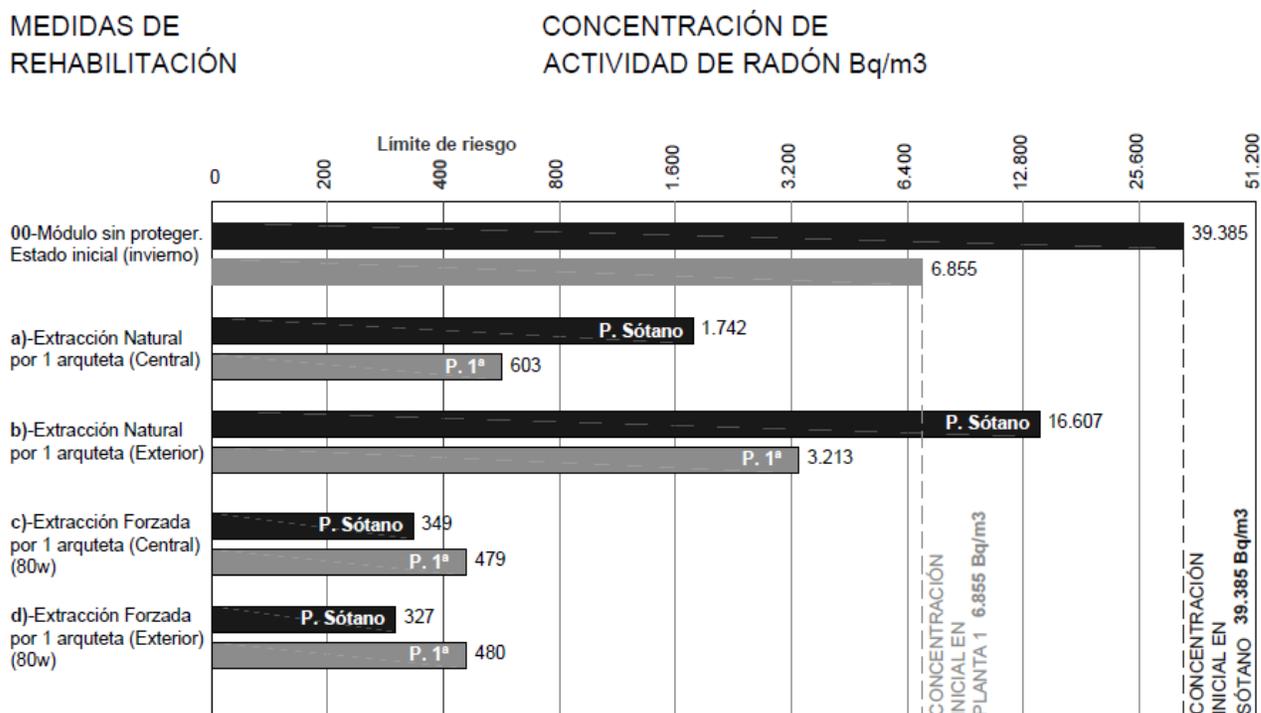


Figura 21. Reducciones de radón en cada una de las medidas correctoras.

Las líneas discontinuas marcan las concentraciones iniciales tanto en planta de sótano como en planta 1ª.

Las medidas que mayor efectividad han conseguido, y que se aproximan o alcanzan el límite de seguridad de concentración (400 Bq/m³), son aquellas que hacen uso de extractores mecánicos para forzar los tiros de las arquetas captadoras, por lo que hay que tener en cuenta que, para que den el rendimiento previsto, es necesario que el extractor no deje de funcionar. Se recomienda la instalación de un sistema de alarmas que detecten fallos eléctricos o mecánicos, y un programa de mantenimiento que garantice un funcionamiento continuo.

En cuanto a los sistemas de extracción natural, medida de tipo pasivo, se ha comprobado que la arqueta situada de forma centrada conforme a la planta, tiene una capacidad de captación mayor que la colocada por el exterior. Por otro lado, se ha visto que la velocidad del viento influye positivamente en la reducción de radón. Este efecto está relacionado con la mayor succión que se produce en la arqueta debido al efecto “Venturi” que provoca la velocidad de viento en la boca del tubo de expulsión. Tanto en el sistema que está conectado a la arqueta centrada o al de la arqueta de exterior, se han comprobado efectividades mayores cuando el viento supera velocidades de 8 m/s.

En términos generales, y teniendo en cuenta que se ha realizado el prototipo de edificio en un terreno con altos contenidos de radón, todas las medidas han dado resultados favorables y dentro de los rangos esperados, siendo las de máxima efectividad, las de tiro forzado.

4. CONCLUSIONES

Atendiendo a las advertencias de entidades como la Organización Mundial de la Salud, IRPA (International Radiation Protection Association) o la propia Comunidad Europea en su directiva de 21 de Febrero de 1990 (90/143/EURATOM), la inhalación de gas radón constituye un riesgo para la salud al aumentar el riesgo de contraer cáncer pulmonar. En este sentido, el sector de la

edificación debe plantear sistemas de protección que garanticen que, la inmisión del gas al interior de los espacios habitados, no supere los límites de concentración recomendados.

El Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, a instancias de del Consejo de Seguridad Nuclear, ha desarrollado investigaciones para sentar las bases normativas destinadas a proteger a los usuarios de edificios de concentraciones excesivas de gas radón.

En cuanto a los registros de concentraciones de radón en el módulo cuando se encuentra sin ningún tipo de protección frente a la entrada del gas, parece que es la presión atmosférica el parámetro determinante de las variaciones en la concentración observadas en el interior del módulo. En cuanto a relación que pueda tener las precipitaciones en la concentración de radón en el interior del módulo, parece que se evidencian positivamente cuando la misma adquiere un valor significativo. Durante el periodo analizado de varios meses, no parece haber correlación entre ninguna de las temperaturas medidas y la concentración de radón interior.

El análisis de efectividades de las distintas medidas de rehabilitación testadas, muestra resultados satisfactorios en la ejecución de las distintas soluciones en un módulo experimental. Teniendo en cuenta los límites de la comisión europea (400 Bq/m³ para viviendas construidas), en las concentraciones altas debidas a la localización, solo cumpliría la solución de extracción forzada. Sin embargo es probable que en situaciones habituales de concentraciones de radón inferiores a 1000 Bq/m³ las soluciones estudiadas pueden ser suficientemente efectivas.

En este trabajo se han presentado algunas de las medidas de rehabilitación, quedando a la espera de poder mostrar los resultados de otro tipo de medidas como pueden ser presurizaciones bajo la solera, ventilaciones forzadas de semisótano y barreras de protección frente al paso de radón.

Todos estos sistemas se estiman efectivos y de su evaluación futura se podrá obtener el análisis en comparación con las medidas que se recogen en este trabajo.

5. AGRADECIMIENTOS

Mostramos un especial agradecimiento a:

Enrique Suárez, José Luis Martín Matarranz, del Consejo de Seguridad Nuclear. A Luis Santiago Quindós Poncela de la Universidad de Cantabria

6. REFERENCIAS

Allen L; Robinson Richard G; Sextro and William J. Riley (1997), *Soil-gas entry into houses driven by atmospheric pressure fluctuations-the influence of soil properties*, Atmospheric Environment vol. 31, no. 10, pp. 1487-1495.

Barros-Dios J. M; Barreiro M. A; Ruano-Ravira A; Figueiras, A. (2002), *Exposure to residential radon and lung cancer in Spain: A population-based case-control study*, American Journal of Epidemiology, 156 (6), 548-555.

Clavensjö, B.; Gustav Akertblom, G. (1994), *“The Radon Book. Measures against radon”*, The Swedish Council for Building Research. Suecia

Cohen B. (1993), *Relationship between exposure to radon and various types of cancer*, Revista: Health Phys. 65(5) 529-531.

Collignan B. (1999), CSTB (Centre Scientifique et Technique de la Construction). *“Réduire la concentration en radon dans les bâtiments existants”*. Francia

Comisión de las Comunidades Europeas (1990), *Recomendación de la Comisión de 21-2-1990 relativa a la protección de la población contra peligros de una exposición al radón en el interior de edificios*. (90/143/Euratom). D.O.C.E. L80, 2628.

- CSTC Centre Scientifique et Technique de la Construction. (1999), *Le radon dans les habitations*. Bélgica
- EPA Environmental Protection Agency (2001). *Building Radon Out*. USA
- Font, L. (2002), “*The RAGENA dynamic model of radon generation, entry and accumulation indoors*”, Grup de Física de les Radiacions, Departament de Física. Universitat Autònoma de Barcelona. Barcelona
- Hintenlang D. E; Al-Ahmady K. K (1992), *Pressure differentials for radon entry coupled to periodic atmospheric pressure variations*, *Indoor Air*, Volume 2, Number 4, pp. 208-215(8). December
- I.C.R.P-60 (1977), International Commission on Radiological Protection.
- I.C.R.P International Commission on Radiological Protection (1987). *Lung cancer risk from indoor exposures to radon daughters*. ICRP Publication 50, *annals of the ICRP* 17 (1), Pergamon Press, Oxford.
- Kraner H. W; Schrolder G.L; Evans R.D. (1964), *Measurement of the effects of atmospheric variables on radon-222 flux and soil gas concentration*, In: Adams, J.A.S. and Lowder, W.M. Editors, 1964. *A review in the natural radiation environment* University of Chicago Press, Chicago, pp. 191–195.
- Loomis L. (1995), Florida Department of Community Affaire. Radon Program “Florida standard for passive radon-resistant new residential building construction”. USA
- Loomis L. (1994), Florida Department of Community Affaire. Radon Program “Florida standard for mitigation of radon in existing building”. USA
- Matarranz J. L. (2004), *Concentraciones de Radón en Viviendas Españolas*. CSN, Madrid, España.
- Murley J.F. (1996), Florida Department of Community Affaire. Florida standard for radon-resistant new commercial building construction. USA
- Nazaroff W. W.; Moed B. A.; Sextro R. G. (1988), *Soil as a source of indoor radon: generation, migration, and entry*. In: Nazaroff WW, Nero AV, editors. *Radon and its decay products in indoor air*. New York: Wiley-Interscience, p. 57 –112.
- Pavia, M; Bianco, A; Pileggi, C; Angelillo I. F (2003), *Meta-analysis of residential exposures to radon gas and lung cancer*. *Bulletin of the World Health Organization* 2003, 81 (10), 732-738.
- Quindós, L. S. (1995). *Radón, un gas radiactivo de origen natural*. CSN y Universidad de Cantabria, España
- Quindós L. S; Fernández P. L; Gómez J; Sainz C; Fernández J. A; Suarez E; Matarranz J. L; Cascón, M. C. (2004), *Natural gamma radiation map (MARNA) and indoor radon levels in Spain*. *Environment International* 29, 1091-1096.
- Sarah C., David C., (2003), *Health Effects of residential radon: European perspective at the end 2002*. II Workshop. Radón y Medio Ambiente. Santiago de Compostela
- World Health Organization (2001), Department of protection of the human environment. *Sources, Exposure and Health Effects*. Organización Mundial de la Salud.