

Revista **ALCONPAT**

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

Número Completo DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v3i2>
revistaalconpat@gmail.com

eISSN: 2007-6835

Volumen 3

Mayo – Agosto 2013

Número 2



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

<http://www.revistaalconpat.org>





CONTENIDO

Página

- C. Andrade:** Especificaciones de cálculo de la vida útil y estado límite de corrosión. 79
- P. B. Lourenço:** Conservation of cultural heritage buildings: Methodology and application to case studies. 98
- M. F. Barreda, M. J. Naber, I. Quispe, J. D. Sota:** Fisuras de contracción en pavimentos de hormigón y el aserrado de juntas. 111
- V. Alegre, M. Cansario:** El control de calidad en España y Colombia. Diferencias en su filosofía. 122
- M. Navarrete, W. Martínez, E. Alonso, C. Lara, A. Bedolla, H. Chávez, D. Delgado, J. C. Arteaga:** Rocas ígneas extrusivas e intrusivas para mampostería, método de carga puntual. 129
- A. Oshiro, M. Positieri, C. Baronetto, B. Raggiotti:** Evaluación de elementos premoldeados de hormigón utilizados en instalaciones de crianza de ganado porcino en ambiente agresivo. Recomendaciones de fabricación. 140

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**

RAV3N2, Mayo - Agosto 2013

Mensaje del Editor en Jefe

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

<http://www.revistaalconpat.org>

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

Este segundo número de 2013 se publican algunos trabajos de conferencias magistrales de CONPAT 2013 así como otros que serán de interés práctico para nuestros lectores.

En este V3N2, iniciamos con un trabajo procedente de **España**. Carmen Andrade nos habla sobre los cálculos de vida útil de las estructuras de hormigón, donde también nos describe los aspectos más importantes que se deben especificar en los modelos que deben ser además de los coeficientes de difusión, la concentración superficial, los factores de envejecimiento y el límite de cloruros así como la probabilidad de corrosión que se considera inaceptable.

El segundo trabajo, de P. B. Lourenço de **Portugal**, presenta una metodología con su aplicación a casos prácticos de la conservación de edificios del patrimonio cultural. Menciona que sólo durante las últimas décadas la idea de que edificios antiguos podrían ser conservados y reutilizados se ha convertido en atractiva. Sin embargo, una gran parte de este patrimonio es afectado por problemas estructurales lo cual amenaza la seguridad de los edificios y personas.

En el tercer artículo, proveniente de **Argentina**, M. F. Barreda y colegas muestran un estudio realizado en fisuras de contracción de pavimentos de hormigón con aserrado de juntas. Las zonas aserradas crean planos de debilidad donde se forman las fisuras, siendo crítico el momento oportuno para realizar el aserrado de las juntas de contracción en los pavimentos. El período óptimo para efectuar el aserrado se denomina ventana de aserrado.

En el cuarto artículo Vicente Alegre y M. Cansario de **España y Colombia** demuestran que en España el control de calidad "moderno" en construcción nace en la "Instrucción EH-73" y en Colombia actualmente se contempla en la Normativa Sismo Resistente NSR-10 en el Título: Supervisión técnica.

El quinto trabajo de este número lo escriben M. Navarrete y sus colegas de **México**, donde hablan de la caracterización de propiedades físico-mecánicas de rocas ígneas utilizadas en obras de infraestructura, y donde también se comparan las propiedades físicas y mecánicas de los bancos de materiales de la región de Morelia, Michoacán, México.

Nuestro sexto y último artículo proviene de **Argentina**, donde Ángel Oshiro y colegas, discuten la evaluación de elementos premoldeados de hormigón utilizados en instalaciones de crianza de ganado porcino en ambiente agresivo, y dan recomendaciones de fabricación.

Cada número de RA busca balancear la participación de temas afines al objeto social de la ALCONPAT Internacional. Sin duda, los artículos de este número constituirán una referencia importante para el público que tenga en sus manos la necesidad de colaborar en casos donde se requieran evaluaciones estructurales o de durabilidad.

Agradecemos a nuestros autores de este número su voluntad y esfuerzo para cumplir con la calidad y tiempos establecidos

Por el Consejo Editorial



Pedro Castro Borges
Editor en Jefe



Especificaciones de cálculo de la vida útil y estado límite de corrosión

C. Andrade¹

¹ Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (IETcc) - Consejo Superior de Investigaciones Científicas (CSIC), Madrid, España. Web: <http://www.ietcc.csic.es/index.php/es/>

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v3i2.45>

Artículo recibido el 20 de Febrero de 2013, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 10 de Mayo de 2013. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el primer número del año 2014 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del tercer número del año 2013

© 2013 ALCONPAT Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 3, No. 2, Mayo - Agosto 2013, es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A.C., Av. Zamná No. 295 entre 61 y 63 Fraccionamiento Yucalpetén, Mérida, Yucatán, México, C.P. 97248, 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, ISSN 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, Av. Zamná No. 295 entre 61 y 63 Fraccionamiento Yucalpetén, Mérida Yucatán, México, C.P. 97248, fecha de publicación: 30 de mayo de 2013.

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

RESUMEN

Los cálculos de vida útil de las estructuras de hormigón están pasando rápidamente de los laboratorios a las normativas y a ser especificados en la licitación de grandes infraestructuras. Así vidas útiles de 100 años o más se han requerido en puentes como Oresund o en el nuevo canal de Panamá. Sin embargo la especificación se realiza de forma resumida sin que se defina la forma de demostrar esa durabilidad y en algunos casos, sin siquiera mencionar los ensayos y sus valores límites que se deben utilizar. En la presente comunicación se describen los aspectos más importantes que se deben especificar en los modelos que deben ser además de los coeficientes de difusión, la concentración superficial, los factores de envejecimiento y el límite de cloruros así como la probabilidad de corrosión que se considera inaceptable.

Palabras Clave: hormigón; cloruros; resistividad; difusión.

ABSTRACT

Estimates of service life of concrete structures are rapidly moving from laboratories to the standards and to be specified in the construction for large infrastructures. So service life of 100 years or more were required to Oresund bridge or the new Panama Canal. However, the specification is made without defining how to prove the specified durability and in some cases, without even mentioning the tests and limit values to be used. Present communication describes the most important aspects to be specified in the chloride prediction models in addition to the diffusion coefficients, which are the surface concentration, the aging factor, the limit of chlorides and the acceptable probability of corrosion.

Keywords: concrete; chlorides; resistivity; diffusion.

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

1. INTRODUCCIÓN

El desarrollo de modelos de cálculo de la vida útil de la armadura y de métodos de ensayo comenzó en los años 70 (Valenta, 1969; Fagerlund, 1979) a pesar de lo cual su incorporación a las normas y códigos estructurales no se ha efectuado y permanecen en el nivel de la investigación en estas áreas. Estas iniciativas fueron muy bien recogidas posteriormente por Tuutti (1982) y en la actualidad se ha generalizado su uso entre los investigadores (Castro-Borges, 2007; Andrade, 1989; Sagüés, 2003; Maage, 1996; Baroghel-Bouny, 2002). Sin embargo, empieza a ser creciente la necesidad de dotar a la normativa de herramientas de cálculo de la vida útil debido a los deterioros, algunos demasiado prematuros, que se están detectando en obras de hormigón armado, así como la incorporación de métodos de ensayo que permitan introducir en los modelos valores medidos en la mezcla de hormigón que se pretende fabricar. Existen recomendaciones (Baroghel-Bouny, 2002; PrUNE 83.994) y la EHE 08 (2008) contiene un anejo pero su contenido no considera todos los aspectos necesarios.

Por otro lado, la realización de grandes infraestructuras como el Puente de Oresund (Serrano, 2003) o el canal de Panamá, han planteado la necesidad de definir en los pliegos de contratación, los requisitos relacionados con la durabilidad del hormigón y los ensayos asociados que la puedan demostrar en las mezclas de hormigón a fabricar. Se ha comprobado sin embargo que las especificaciones en estas grandes obras adolecen de muchas lagunas en su definición lo que deja a las partes contratantes en situaciones incómodas que involucran decisiones con repercusiones de gran cuantía económica. En el presente trabajo se plantea, primero los niveles alternativos para la especificación de la vida útil y luego se aborda en el caso de los modelos y de los ensayos los aspectos que se deben definir y que en la actualidad no son tenidos en cuenta.

2. ESTIMACIÓN DE LA VIDA ÚTIL DE LA ARMADURA

Cuando en la fase de proyecto se define el cumplimiento de una determinada vida útil, para estimarla un reciente Informe PrUNE 83.994 propone las etapas de la figura 1. Además este PrUNE 83.994 propone clasificar los formatos o métodos de cálculo de la vida útil en tres niveles o categorías principales que se muestran en la Tabla 1:

1. Nivel I o método "por requisitos" que es el que actualmente se contempla en los Códigos y Normas,
2. Nivel II que verifica los requisitos de durabilidad mediante el cumplimiento de unas "prestaciones" que se verifican mediante ensayos específicos relacionados con la durabilidad del hormigón, en los que se especifican unos valores umbrales cuyo cumplimiento implica de forma implícita una cierta duración de la vida útil.
3. Nivel III que verifica la vida útil mediante modelos en los que el tiempo está explícito. Los modelos pueden ser de tipo determinista o probabilista.

Tabla 1. Formatos de comprobación de la durabilidad.

FORMATOS COMPROBACIÓN DURABILIDAD			
Categoría 1	Categoría 2		Categoría 3
<i>Formato Determinista</i>	<i>Formato Semi-probabilista</i>	<i>Formato Probabilista</i>	
<i>Tiempo implícito</i>	<i>Tiempo explícito</i>	<i>Tiempo explícito</i>	
Códigos y Normas	Indicadores de Durabilidad	Modelos de predicción	Modelos de predicción

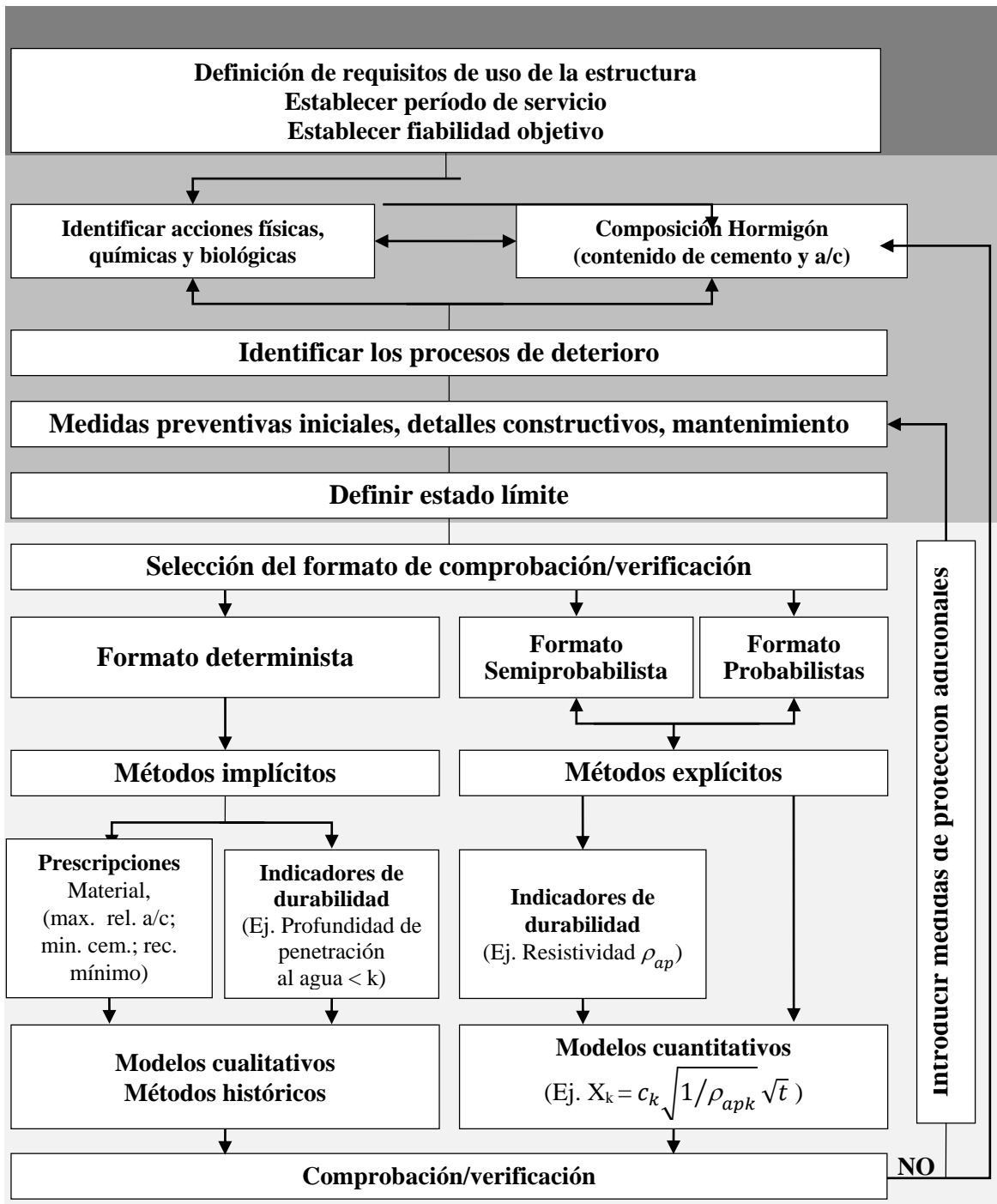


Figura 1. Esquema General de comprobación de la Durabilidad

Por tanto, el proyectista debe decidir desde el principio si utiliza el método tradicional de comprobación de la durabilidad y define una composición de la mezcla de hormigón o una resistencia característica o bien aborda la definición mediante de la vida útil un método que al ser por prestaciones (el tiempo en que el frente agresivo no debe alcanzar la armadura) exige unos modelos, o indicadores y unos ensayos asociados.

Por otro lado, debe también decidir la definición del final de la vida útil, es decir si la asocia al momento inicial de comienzo de la corrosión de la armadura o siguiendo criterios probabilistas, la define en términos de probabilidad de fallo o de corrosión.

3. MÉTODOS AVANZADOS BASADOS EN MODELOS DE PREDICCIÓN (CATEGORÍA III)

Tanto por los deterioros prematuros que sufren muchas estructuras realizadas respetando los requisitos establecidos por el método tradicional, como por el avance en los conocimientos sobre la durabilidad del hormigón, se ha evolucionado a lo que actualmente se han dado en llamar métodos “avanzados”, que se basan en calcular el tiempo que tardará en llegar el agresivo hasta la armadura a partir de una característica del hormigón que sea verificable (prestación o desempeño) y de cómo luego este deterioro progresa. Los métodos que contemplan en su formulación el tiempo de forma explícita pueden ser de tipo semi- o totalmente probabilista.

3.1 Función básica del estado límite de durabilidad

Estos métodos avanzados están basados en el concepto de fiabilidad estructural que tiene en cuenta la incertidumbre mediante el establecimiento de una probabilidad de fallo (Melchers). Así, la seguridad de la estructura se expresa mediante las variables básicas de una función de estado límite (LSF). La LSF más simple es la que define que la resistencia R debe ser superior o igual a la sollicitación, S :

$$R \geq S \quad (1)$$

Por tanto, la probabilidad de fallo, P_f , es igual a la probabilidad de que S sea mayor que R y la verificación de la seguridad estructural se realiza aplicando métodos de fiabilidad, para demostrar que P_f es más pequeño que un determinado valor establecido por los códigos. La LSF relacionada con la durabilidad consistirá en calcular que se cumple esta expresión que se concreta en el caso de la armadura en que su recubrimiento debe ser mayor o igual a la profundidad que alcance el frente agresivo en el tiempo de vida útil considerado. A la función de estado límite resultante se le puede dar un tratamiento probabilista definiendo una probabilidad de fallo o puede dársele un tratamiento semi-probabilista con unos coeficientes que mayor en la profundidad de ingreso o minoren el recubrimiento.

$$c - x_{CO_2, Cl} \geq 0 \quad (2)$$

$$c/\gamma_R - x_{CO_2, Cl} \cdot \gamma_s \geq 0 \quad (3)$$

Dónde: c = recubrimiento, γ = factor parcial de seguridad y x = profundidad de penetración del frente agresivo.

Una alternativa que por ejemplo contempla la EHE-08 es la siguiente expresión:

$$t_r \geq t_1 \cdot \gamma_t \quad (4)$$

Dónde: t_r = tiempo real de duración de la estructura, t_1 = tiempo de cálculo y γ_t = es un coeficiente parcial que tiene en cuenta las incertidumbres del proceso, expresión en la que se aplica un coeficiente de seguridad al tiempo de vida útil que supone un 10% de margen, es decir $\gamma_t=1.10$. Esta expresión no parece la más adecuada, si bien su explicación excede el objeto de esta ponencia.

3.2 Modelos de predicción de la carbonatación

En general se considera que la carbonatación y los cloruros penetran mediante un proceso de difusión, por lo que es cuadrática la relación entre el tiempo y la distancia alcanzada por el frente agresivo. Esta relación es lo que se conoce como de “la ley de la raíz cuadrada del tiempo:

$$P_x = Vc\sqrt{t} \quad (5)$$

Dónde: P_x = distancia alcanzada por el agresivo, t = tiempo de actuación y V es una velocidad de penetración del agresivo que engloba todas las variables dependientes del propio hormigón y de la agresividad ambiental. Sus unidades son $\text{mm/año}^{0.5}$, lo que indica que se trata de un factor que refleja la velocidad de avance del agresivo. La acción ambiental así definida quedaría expresada por la V y el efecto de la acción por la P_x . Tanto la velocidad de avance del frente carbonatado (V_{CO_2}) como la de cloruros (V_{Cl}) pueden calcularse de esta forma simplificada. Igualmente se puede calcular P_{CO_2} y P_{Cl} si se conoce V y se delimita el período en que ha actuado el agresivo.

En el caso de la carbonatación el frente agresivo se visualiza colorimétricamente mediante el mojado de la superficie con una disolución de fenoltaleína. Existen fórmulas más complejas (Tuutti, 1982; Sagüés, 2003) para el cálculo de la velocidad de avance de la carbonatación en las que la concentración del agresivo está explícita y la velocidad se expresa como coeficiente de difusión D de la sustancia agresiva (CO_2). Este D puede ser constante o variable con la humedad del hormigón o con la edad. Estos modelos exigen el conocimiento de parámetros cuya cuantificación es difícil de conseguir mediante ensayos. Tal es el caso de los modelos contenidos en el actual Model Code (Model Code 2010- fib, 2012) que contienen parámetros como un factor de curado o de humedad ambiental cuya determinación es subjetiva y añaden mucha más incertidumbre de la que quieren evitar. Además estos modelos son de relativo reciente desarrollo y por tanto no están calibrados a largo plazo. Es decir no hay estructuras en las que habiendo realizado ensayos a corto plazo, se tengan los resultados a largo plazo de las predicciones (Andrade, 2000; Helland, 2008). Tampoco se ha validado suficientemente el de la carbonatación pero en su fórmula simple de raíz cuadrada del tiempo hace que se haya podido aplicar en muchas estructuras con suficiente grado de fiabilidad.

3.3 Modelos de predicción del ingreso de cloruros

Los modelos de ingreso de cloruros basados en la ley de Fick (Tuutti, 1982; Sagüés, 2003; Maage, 1996; Baroghel-Bouny, 2002; Berke, 1986), tienen la limitación de no tener una solución analítica exacta ya que las condiciones de contorno y límite no se dan en la realidad debido a que tanto la concentración superficial, C_s como el coeficiente de difusión, D_{ap} , no son constantes (Andrade, 2006). En resumen, la falta de calibración de las predicciones y su incertidumbre hacen muy complicado el establecer propiedades de las mezclas de hormigón que aseguren durabilidades de 100 años como las que actualmente se demandan.

En el caso del ataque por **cloruros** se usa fundamentalmente una solución de la ecuación de Fick en estado no estacionario:

$$-J(x) = \frac{\partial C(x)}{\partial t} = D_{ap} \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \quad (6)$$

Cuya solución para medio semi-infinito es:

$$C_x = C_s \cdot \left(1 - \operatorname{erf} \frac{x}{2\sqrt{Dt}}\right) \quad (7)$$

C_x = proporción de cloruros a la profundidad x

C_s = proporción de cloruros en la superficie del hormigón

D = coeficiente de difusión de los cloruros en m^2/s

Sin embargo este modelo no se ajusta bien a las observaciones reales, debido a que en la realidad no se producen las condiciones iniciales y de contorno que se consideran para la resolución de esta expresión. Así:

- C_s no permanece constante, sino que varía con el tiempo.
- D no es constante, ya que varía con la concentración de cloruros y parece variar con el tiempo.
- Sólo considera fenómenos de difusión cuando la absorción es un fenómeno frecuente en medios marinos.

Parece ajustarse mucho mejor otra fórmula basada en la aparición de una zona diferenciada en la superficie del hormigón (efecto piel) (Andrade, 1997). Otro ajuste que se realiza es el de considerar que D disminuye con el tiempo según la expresión (Mangat, 1994):

$$D_{Cl}(t) = D_{Cl}(t_0) \left(\frac{t_0}{t}\right)^n \quad (8)$$

Donde n = factor de edad, que resulta ser el parámetro más determinante.

Como resumen puede decirse que los modelos de penetración del agresivo que son más complejos están todavía en una fase de desarrollo debido a que no se han podido calibrar a largo plazo por lo que sus predicciones están sujetas a muchos errores ya que los parámetros son una aproximación sin posibilidad de verificación por el momento hasta que pasen más años.

3.4 Estudio comparativo de diversos modelos

En el Comité Rilem TC-178 “Testing and modelling chloride penetration into concrete” se realizó un estudio comparado 16 modelos en 22 casos de cloruros diferentes (Andrade, 2006). El ejercicio consistió en obtener perfiles de cloruros a dos edades diferentes y dar a los modeladores solo el perfil a la edad más temprana para que predijeran el perfil a la segunda edad. Un ejemplo de perfiles se muestra en la figura 2.

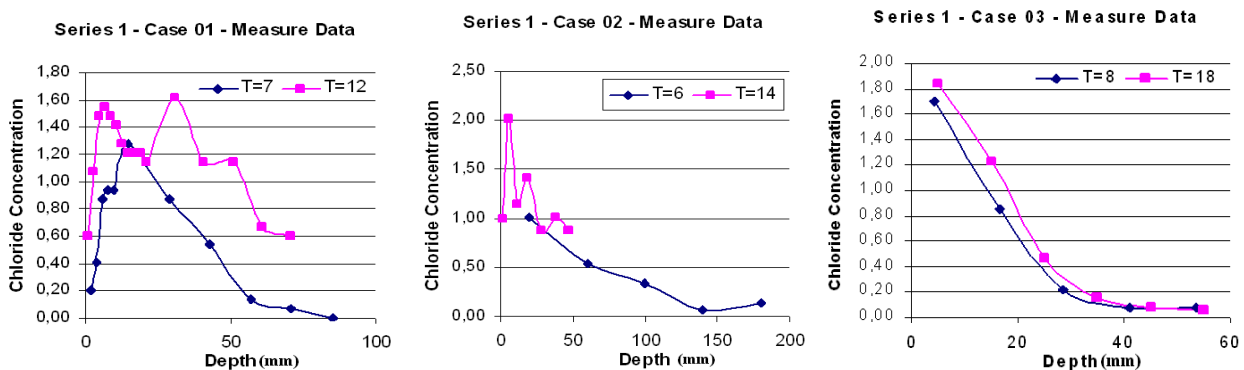


Figura 2. Algunos ejemplos de perfiles usados en el estudio comparativo entre modelos.

La figura 3 muestra un caso de ajuste de varios modelos. Se pudo concluir que los modelos que mejor se ajustaban en las predicciones del segundo perfil eran aquellos que lograban usar una concentración superficial más correcta. Es decir ningún modelo resultó mejor que otro siendo el parámetro crítico la C_s .

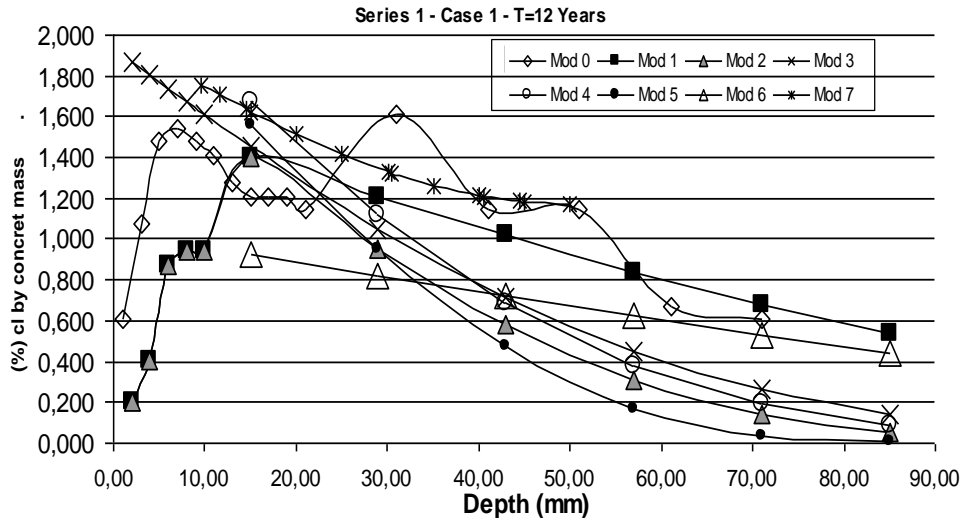


Figura 3. Series 1/Caso 1: Comparación de los resultados de predicción del perfil a la segunda edad de varios modelos a partir de los datos del perfil a la primera edad.

3.5 Calculo numérico

Una posibilidad para el cálculo es el uso de métodos numéricos que permiten simular de forma más ajustada las condiciones reales de trabajo. En la figura 4 se presentan dos resultados en 1D y 2D obtenidos con el programa LIFEPRD (Andrade, 2012). En la parte izquierda de la figura 4 se representa el valor de la concentración de cloruros al nivel de la armadura a lo largo del tiempo y en la parte derecha en 2D el avance de la concentración con el tiempo para una geometría concreta. Estos programas son muy útiles si son “transparentes” y permiten al usuario conocer bien los parámetros que introduce. Igualmente hay que tomar los resultados como orientaciones y no como predicciones seguras.

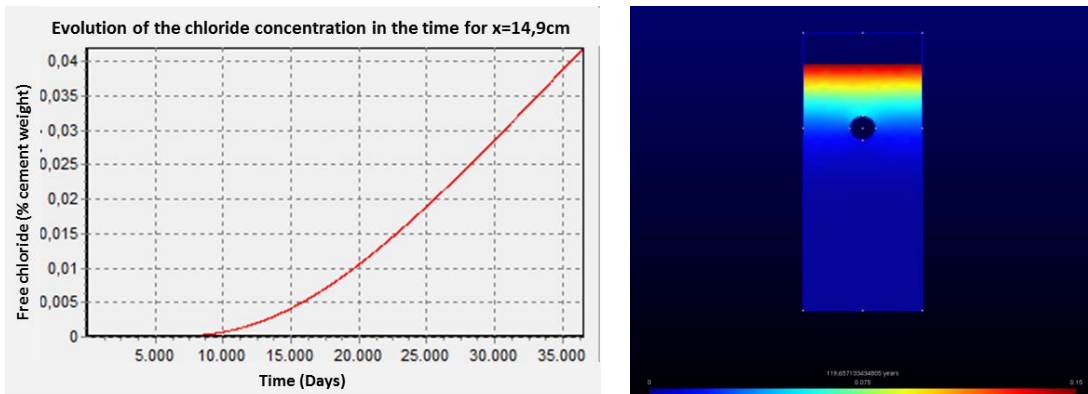


Figura 4. Representación en 1D del aumento de la concentración crítica de cloruros al nivel de la armadura. Visualización en 2D (Programa LIFEPRD) (Andrade, 2012)

3.6 Despasivación y corrosión de la armadura

Otro aspecto esencial es la selección del límite de cloruros que da lugar a despasivación que tampoco es un valor constante y cuando recientemente se trata de definir estadísticamente, se toma un valor del 10% sin que haya más justificación que el de que corresponde a un valor del índice de fiabilidad $\beta = 1.3$ (Markeset, 2009).

En general se ha considerado que es el 0,4% en relación al peso de cemento pues es esa la cantidad máxima que pueden resultar combinados con las fases del cemento. En el momento que el límite de cloruros llega a la parte externa de la armadura esta se despasiva y la corrosión comienza. ¿Es ese el momento del final de la vida útil de la estructura? En ese momento el hormigón no sufre ningún deterioro ni daño apreciable. ¿Cuánta corrosión puede permitirse? ¿Cuál es el estado límite de deterioro? Para contestar es necesario analizar con detalle los fenómenos físicos que se producen sucesivamente. En la figura 5 se muestran las fases de progresiva penetración de los cloruros y la creciente superficie de armadura que se va despasivando (Andrade, 2007). La corrosión comienza en el exterior y va progresando y a la vez que la superficie se va despasivando, el acero va perdiendo sección desde el exterior.

Desde un punto de vista ingenieril, el valor límite de cloruros está sujeto a controversia pues estadísticamente se ha adjudicado una probabilidad de fallo del 10% ($\beta=1.3$), pero ¿Qué significa el 10% de probabilidad de fallo? Para responder a ello se ha analizado recientemente un estudio estadístico realizado por D. Izquierdo y col. (Izquierdo, 2004) sobre los resultados de laboratorio obtenidos en probetas de mortero de concentraciones límite de cloruros encontradas con diversos cementos. Estos resultados se expresaron como distribución estadística con una media de $0,70 \pm 0,20$. Más recientemente Markeset (Markeset, 2009) ha publicado una distribución estadística encontrada en puentes reales de Noruega donde obtuvo una media de la concentración límite de cloruros de $0,77 \pm 0,24\%$ en peso de cemento. Ambas distribuciones se dan en la figura 6 y resultan muy similares lo que permite generalizar la encontrada en laboratorio al ser sus valores algo más conservadores. El que sean más bajos resulta lógico ya que en los puentes reales no se ha podido detectar el primer momento de la despasivación con el mismo rigor que en los ensayos de laboratorio.

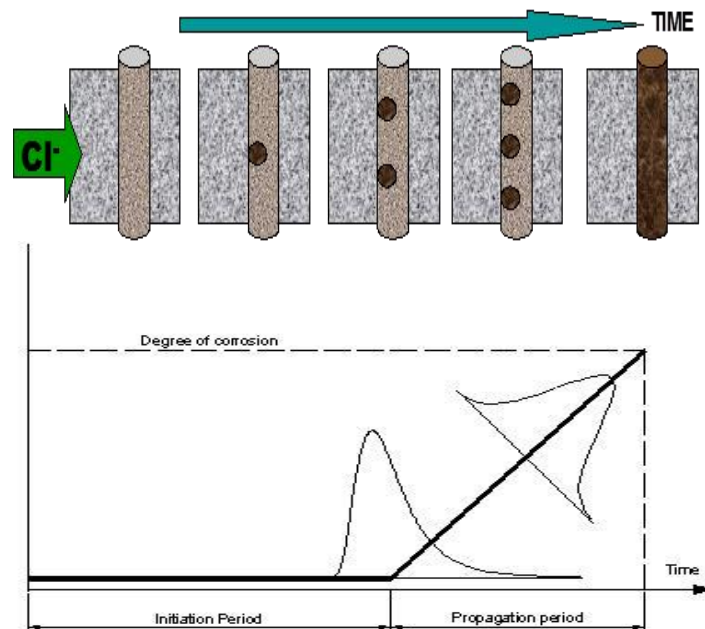


Figura 5. Etapas en el proceso de despasivación de la armadura y representación de la probabilidad en un diagrama de vida útil.

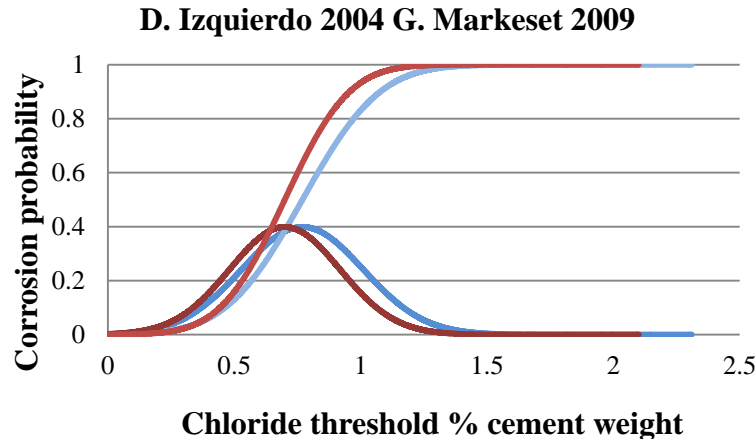


Figura 6. Distribución estadística del límite de cloruros por D. Izquierdo et al (en rojo) (Izquierdo, 2004) en probetas de laboratorio y de Markeset (en azul) (Markeset, 2009) en puentes reales.

De la figura 6 se puede deducir que para el 0,4% de cloruros, que la mayoría de las normas contempla como límite, existe una probabilidad de alrededor del 10%, lo que se puede interpretar como que el 10% de las armaduras se encontrarían despasivadas.

Aunque este límite podría ser tomado de forma general, es necesario analizar qué consecuencias estructurales tendría la pérdida de sección asociada a la probabilidad del 10%. Para ello es necesario:

1. Por un lado conocer al velocidad de corrosión que se produce
2. Calcular a partir de ella la pérdida de sección y recalculer la estructura para poder evaluar las consecuencias en los estados límites de servicio, ELS y en los estados límites últimos, ELU.

En cuanto a la deducción de la velocidad de corrosión, puede hacerse por las relaciones previamente establecidas (Andrade, 2011) entre el coeficiente de difusión y la resistividad y entre esta y la velocidad de corrosión, que se pueden formular:

$$D_{app} = \frac{26 \cdot 10^{-5}}{\rho_e \cdot r_b} \quad \text{e} \quad I_{corr} = \frac{26}{\rho_e} \rightarrow \text{entonces} \rightarrow I_{corr} = D_{ap} \cdot r_b \cdot 10^5 \quad (9)$$

Donde r_b es el “binding” o factor de reacción de la sustancia que penetra con las fases del elemento y que queda reaccionada o inmovilizada y no avanza hacia la armadura. Es pues la relación genérica entre el coeficiente de difusión efectivo o en estado estacionario y el coeficiente de difusión aparente.

A partir de estas expresiones se ha deducido la tabla 2 con algunos ejemplos de equivalencias.

Tabla 2. Equivalencia entre coeficiente de difusión y velocidad de corrosión (sin tener en cuenta la reacción de los cloruros con las fases del cemento) (Andrade 2011)

D_{app} (cm ² /s)	0.1E-8	1E-8	10E-8
I_{corr} (µm/year)	1	10	100

En el caso de la carbonatación también se puede plantear una probabilidad de corrosión en función del perfil de pH que se produce en el frente carbonatado. En la figura 7 se muestra como en la parte más interna del frente la probabilidad es pequeña porque el pH permanece alcalino mientras que más cerca de la superficie del hormigón la probabilidad es del 100% cuando el pH ha descendido por debajo de la neutralidad.

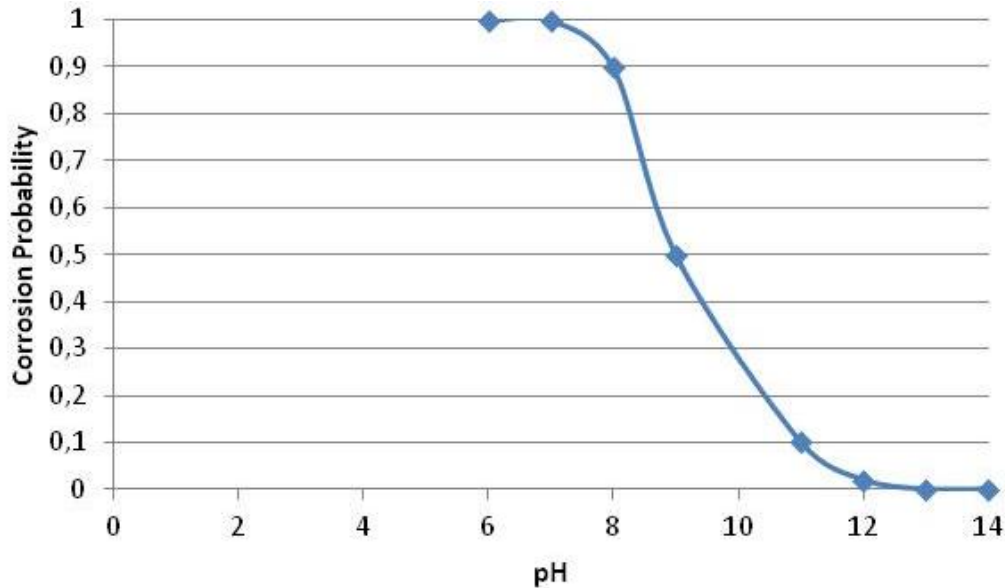


Figura 7. Probabilidad de despasivación del acero en función del pH debido a la carbonatación (Andrade 2011).

3.7 Modelos de propagación de la corrosión

El cálculo del período de propagación de la corrosión (Andrade, 1990) se puede hacer entonces a partir de la expresión:

$$t_p = \frac{P_{lim}}{V_{corr}} \quad (10)$$

P_{lim} = pérdida de radio límite, μm .

V_{corr} = velocidad de corrosión, $\mu\text{m/año}$.

De forma orientativa se puede decir que una P_x de 0,075mm da lugar a fisuras de alrededor de 0,3-0,4 mm en la superficie del hormigón. Por tanto, haciendo nuevamente uso de cálculos numéricos se puede calcular la probabilidad de fallo (programa LIFEPROB) (Andrade, 2012) y en la figura 8 se representa esta probabilidad considerando aleatorios todos los parámetros de la ecuación de Fick menos el tiempo. Así en la curva creciente se puede deducir para el ejemplo tomado que la probabilidad de despasivación será del 10% a los 17 años y del 50% a los 40 años. A los 50 años la probabilidad de fallo será del 60,67%.

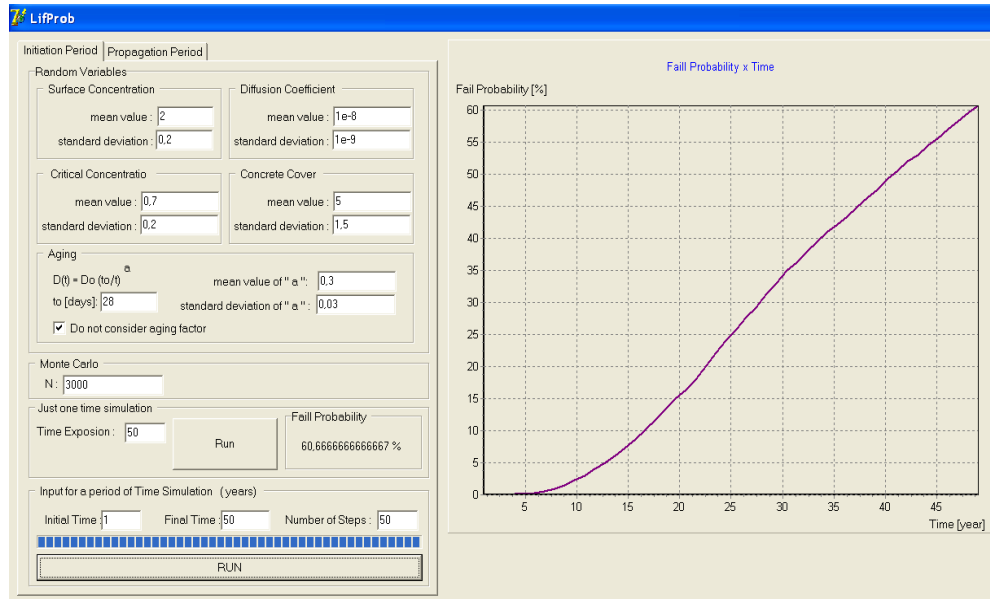


Figura 8. Ejemplo de un cálculo estadístico con todos los parámetros aleatorios de la probabilidad de despasivación (calculado con el programa LIFEPROB) (Andrade, 2012).

El cálculo de la pérdida de diámetro se presenta en la figura 9 donde se ha supuesto una velocidad de corrosión acorde con el coeficiente de difusión. La representación de la progresiva pérdida de diámetro se representa en la figura 10 para visualizar que en base a esas pérdidas se deben calcular los Estados límites para comprobar su cumplimiento (Andrade, 2011). Esta comprobación es pues necesaria para establecer el final de la vida útil de proyecto ya que es entonces cuando se puede afirmar que la estructura no cumpliría los requisitos de proyecto.

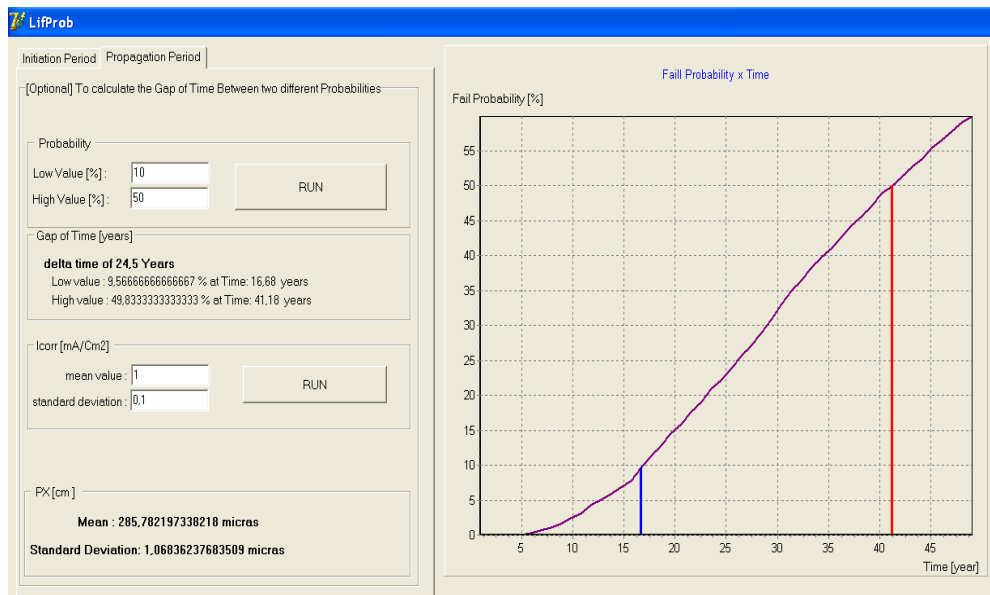


Figura 9. Pérdida de diámetro para el 10% y el 50% de probabilidad de despasivación (calculado con el programa LIFEPROB).

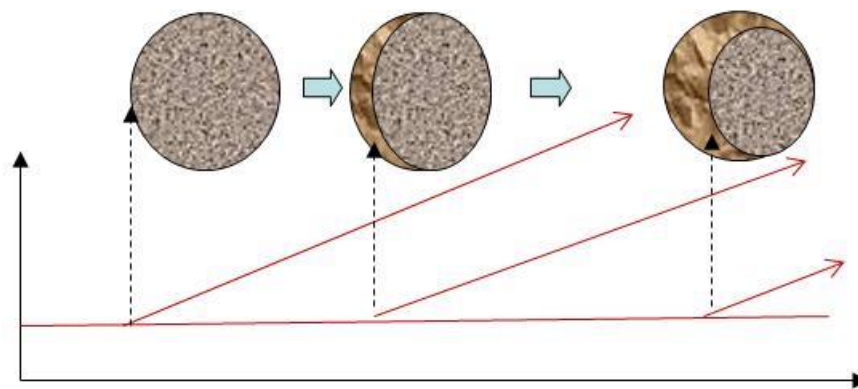


Figura 10. Evolución de la pérdida de sección según avanza el frente agresivo.

4. MÉTODOS BASADOS EN PROPIEDADES (PRESTACIONES) DEL HORMIGÓN O EN INDICADORES DE DURABILIDAD (CATEGORÍA II)

Otra manera de comprobar la vida útil es la de tratar de calificar los hormigones mediante la identificación y clasificación de alguna de sus propiedades relacionadas directa o indirectamente con su durabilidad. La estrategia para la verificación de la durabilidad es la misma que la descrita para el Nivel I pero en lugar de seleccionar la calidad del hormigón mediante una tabla de composición se acomete mediante el ensayo de la propiedad que se ha elegido como indicador de Durabilidad.

Así se han propuesto para calificar los hormigones las siguientes propiedades que tienen relación *indirecta* con su durabilidad:

- Absorción de agua
- Permeabilidad al agua
- Permeabilidad al aire
- Porosidad
- Resistividad eléctrica

Relación *directa* con su durabilidad tienen propiedades como la resistencia a la:

- Carbonatación
- Ingreso de cloruros

Por ello se denomina *Indicador de durabilidad* (Baroghel-Bouny, 2002) del hormigón cualquier propiedad o característica que a través de su cuantificación, puede proporcionar información sobre la capacidad del hormigón para durar una vida útil prefijada. Estos Indicadores pueden ser *Directos* cuando miden directamente el tipo de ataque relacionado o *Indirectos*, cuando miden propiedades de transporte del hormigón. Una vez seleccionado el Indicador, es necesario establecer unos niveles o valores límite que se adecuen a cada tipo de agresividad ambiental. Es decir es necesario establecer el rango de valores a alcanzar para que el hormigón sea empleado en cada tipo de ambiente.

Los Indicadores de durabilidad pueden ser especificados de forma determinista o semi-probabilista que debería establecer los valores del coeficiente parcial de seguridad a partir de calibraciones probabilistas.

4.1 Método de la Resistividad eléctrica

De entre estos Indicadores el más universal y que mejor se relaciona con la durabilidad de la armadura es la medida de la Resistividad eléctrica de la que se comentará más adelante (Andrade, 1993; 2004; 2010; 2011). Se ha seleccionado este parámetro por su relación con los coeficientes de difusión de los cloruros y de la carbonatación así como con la velocidad de propagación de la

corrosión. Es decir es un parámetro que tiene relación directa con todos los de la vida útil y por ello es un parámetro universal que representa muy bien la durabilidad de la armadura.

Si bien la resistencia mecánica es conocido que tiene una relación con la porosidad del hormigón y de ahí su relación indirecta con la durabilidad de la armadura, no tiene con el factor de retardo y es por ello por lo que la resistencia mecánica nunca puede resultar una propiedad que caracterice integralmente la durabilidad de la armadura. La resistividad eléctrica, también solo tiene relación con la porosidad del hormigón pero se la puede multiplicar por un factor de retardo o reacción que la hacen equivalente al coeficiente de difusión no estacionario como se explica en los siguientes párrafos. Como indica la Ley de Ohm la resistividad es una propiedad volumétrica del material e indica su resistencia al paso de las cargas eléctricas:

$$R = \frac{V}{I} = \rho \frac{l}{A} \quad (11)$$

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.

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 11. Para la medida rápida de la Resistividad en el hormigón e in situ se ha desarrollado entre el IETcc y Geocisa un Resistivímetro portátil que se muestra en la figura 11.

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) (PNE 83988).



Figura 11. Izquierda: método directo, centro: método de las 4 puntas y derecha: Resistivímetro portátil

La resistividad también puede ser utilizada en una expresión matemática para la predicción tanto del periodo hasta que se desarrolla la corrosión de la armadura como para cuantificar el periodo de propagación de la corrosión (Tuutti, 1982). Esta 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 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 (Andrade 2004):

$$t = \frac{x^2}{V_{CO_2,Cl}} + \frac{P_x}{V_{corr}} \quad (12)$$

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 (Andrade 2004):

$$t_l = \frac{x^2 \cdot \rho_{ef} \left(\frac{t}{t_0} \right)^q}{F_{Cl,CO_2}} \cdot r_{Cl,CO_2} + \frac{P_x \cdot \left(\rho_{ef} \cdot \left(\frac{t}{t_0} \right)^q \cdot \xi \right)}{K_{corr}} \quad (13)$$

En esta expresión se incluye el “Factor de Reacción” r_b o $r_{CO_2,Cl}$ 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, tabla 3, para un recubrimiento de 5 cm en un hormigón a colocar en la clase de ambiente III b 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 3, los cálculos con la fórmula 13 resultan en un valor de la resistividad necesario de 87,6 $\Omega \cdot m$.

Tabla 3 Ejemplo de cálculo de la resistividad necesaria

Cement type II/A	$r_{Cl} = 1,8$
Exposure class (XS2)	$K \text{ (cm}^3\Omega\text{/year)} = 17000$
Life Time	$t \text{ (years)} = 100$
Cover depth	$X_{Cl} \text{ (cm)} = 5$
Aging factor during 10 years	$q = 0.3$

$$5 = \sqrt{\frac{17000}{\rho_{ef} \left(\frac{10}{0,0767} \right)^{0,3} \cdot 1,8}} \cdot \sqrt{100} \quad \left\{ \rho_{ef} (\Omega \cdot cm) = 8760 \rightarrow \rho_0 (\Omega \cdot m) = 87,6 \right. \quad (14)$$

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.

El diseño de la mezcla de hormigón para cumplir una determinada resistividad especificada en el proyecto puede realizarse mediante el empleo de la ley de Archie

$$\rho = \rho_o \cdot a \cdot \varepsilon^{-\tau} \quad (15)$$

que relaciona la porosidad con la resistividad y la expresión de Powers de cálculo de la porosidad a partir de la relación a/c y luego es necesario calcular la proporción de pasta en el total del volumen del hormigón.

$$\varepsilon_p (\% \text{ volumen}) \approx \frac{\left(\frac{w}{c}\right) - 0,36\alpha}{\left(\frac{w}{c}\right) + 0,32} \times 100 \quad (16)$$

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 a falta de un valor experimental se puede tomar un valor de 2. Este tratamiento 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.

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 del recubrimiento prefijada.

5. ENSAYOS

Los ensayos posibles son variados. En general pueden ser de tres tipos: 1) exposición natural no forzada, 2) acelerados en los que se aumenta el contenido en dióxido de carbono o se emplean métodos que aplican campos eléctricos para acelerar la entrada de los cloruros (PrUNE 83993-2; PrUNE 83993-1; PNE 83986; PrUNE 83992-2). No existen métodos normalizados para la determinación del contenido crítico de cloruros ni para la determinación de la velocidad de corrosión.

Dado que se desconoce la relación entre los ensayos a corto plazo y el comportamiento en condiciones reales, los métodos acelerados introducen una incertidumbre más a no ser que estén calibrados con métodos no acelerados.

En el caso de la carbonatación además se ha comprobado que mayores concentraciones de CO₂ cambian la ordenación de resistencia de los hormigones debido a la destrucción de CSH neo-formado a partir de la reacción puzolánica al contrario con la densificación que produce la carbonatación en hormigones sin adiciones minerales. Por ello se recomienda el uso solo de carbonatación natural en condiciones protegidas de la lluvia.

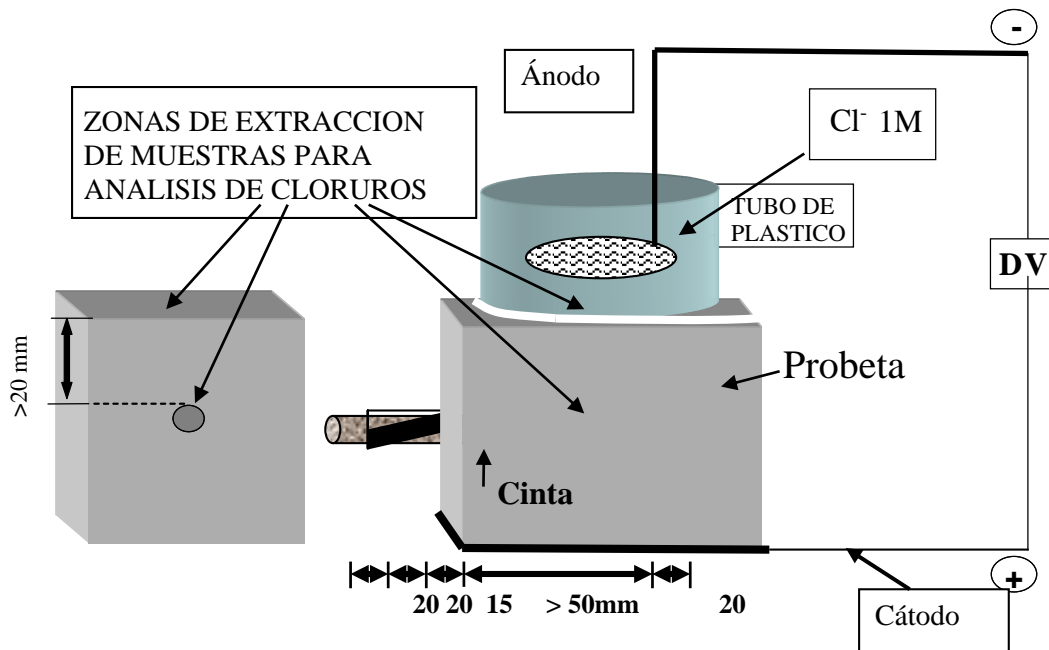


Figura 12. Esquema de la probeta y dispositivo con la solución de cloruros del método “integral”.

En el caso de los cloruros, se puede utilizar la difusión natural como lo más recomendable. Como método acelerado se ha normalizado recientemente, el llamado “método integral” porque determina en el mismo ensayo el coeficiente de difusión, el contenido crítico de cloruros y la velocidad de corrosión.

En la figura 12 se muestra un esquema en el que se puede comprobar que se prepara un cubo con una barra colocada a la distancia del espesor de recubrimiento requerido y se hace llegar hasta la barra los cloruros que se colocan en el recipiente superior. En el momento que se detecta la corrosión en la barra se rompe una probeta para determinar los cloruros en la zona donde se ha generado el óxido. Otra probeta puede dejarse a más largo plazo para la determinación de la velocidad de corrosión manteniendo el contenido de cloruros o haciéndole llegar más prolongando la aplicación del campo eléctrico.

6. ESPECIFICACIONES EN LOS PLIEGOS DE CONTRATACIÓN

En la actualidad el requisito que se solicita más frecuentemente es el cumplimiento de un valor de culombios en el ensayo ASTM 1202 sobre determinación rápida de cloruros. Para vidas útiles de 100 años se suele especificar el cumplimiento de 100 culombios, definiendo la edad de cumplimiento o dejándola sin definir. No se añade ninguna valoración sobre tolerancias en el cumplimiento. Este requisito es completamente insuficiente y su cumplimiento no se ha demostrado que garantice una vida útil de 100 años.

También empiezan a aparecer especificaciones sobre la utilización de un modelo de cálculo de la vida útil. Teniendo en cuenta todas las limitaciones de los modelos que se han comentado y sus características cuando se aplican a la corrosión de la armadura los aspectos a tener en cuenta son:

1. Carbonatación:

- Definir el modelo concreto a utilizar
- Establecer el valor umbral de la V_{CO_2}
- En su caso definir la probabilidad de fallo o valor de β o bien la tolerancia o desviación admisible del umbral solicitado.

- Definir ensayo por el que se valorara el valor de V_{CO_2} incluidos tiempo de ensayo si no está especificado en la norma
- 2. Cloruros
 - Definir modelo concreto a utilizar
 - En el caso de utilizar el modelo de la ley de Fick, definir los valores de
 - Concentración superficial, C_s o del ambiente exterior
 - Valor umbral del coeficiente de difusión aparente D_{ap}
 - Coeficiente de edad, edades de medida y tiempo durante el que se aplicará
 - Espesor en su caso del “efecto piel”
 - Valor de la concentración crítica de cloruros
 - Probabilidad de fallo en su caso o bien la tolerancia o desviación admisible del umbral solicitado.
 - Definir ensayo por el que se valoraran los parámetros anteriores
 - En el caso de utilizar el modelo de la resistividad
 - Método de medida
 - Definir tiempos de toma de datos
 - Edad límite para aplicación del factor de edad
 - Factor ambiental a utilizar y factor reacción (método de ensayo)
- 3. Periodo de propagación
 - Definir si se considera o no y como se va a valorar su incidencia según el ambiente.

7. CONSIDERACIONES FINALES

Existen modelos y métodos de cálculo de la durabilidad que empiezan a ser aplicados en la práctica, así como métodos de ensayo apropiados tanto directos como indirectos. Sin duda es necesario avanzar en la introducción de estos modelos e Indicadores de durabilidad en la normativa presente pero, dada su falta de calibración a plazos superiores a 25 años y de la falta de conocimiento de cómo los ensayos a corto plazo reflejan la realidad a largo plazo, es necesario hacerlo con prudencia y advirtiendo de estas limitaciones.

Igualmente es positiva la incorporación de requisitos de durabilidad en las grandes infraestructuras siempre que se definan con precisión y las tolerancias o probabilidad de fallo esté también bien delimitada.

8. AGRADECIMIENTOS

La autora agradece la colaboración de todos aquellos que han participado en los trabajos aquí resumidos e igualmente al Ministerio de Economía y Competitividad la financiación de proyectos y al CSIC las facilidades proporcionadas a través del instituto Eduardo Torroja para el desarrollo de los trabajos.

9. REFERENCIAS

Andrade C. (1993), “*Calculation of chloride diffusion coefficients in concrete from ionic migration measurements*”, Cement and Concrete Res., 23, 724-742.

Andrade C. (2004), Calculation of initiation and propagation periods of service-life of reinforcements by using the electrical resistivity. International Symposium on Advances in Concrete through Science and Eng., RILEM Symposium, March 22-24, Evanston (Illinois, USA).

Andrade C. and Tavares F. LIFEPRD. Service Life prediction program, 2012.

- Andrade C. and Tavares F. LIFEPROB. Program for the Probabilistic calculation of service life due to chloride ingress. 2012.
- Andrade C. Corrosion propagation modelling– 5th International Essen Workshop-TRANSCOND 07. Essen Germany, June 2007. ISBN 978-3-931681-88-3.
- Andrade C., Castellote M., D'Andrea R.- Measurement of ageing effect of chloride diffusion coefficients in cementitious matrices- Journal of Nuclear Materials, 412 (2011) 209-216.
- Andrade C., Díez J.M., Alonso C. “Mathematical modeling of a concrete surface “skin effect” on Diffusion in chloride contaminated media”. Advances Cement Based Materials, vol.6 (1997) 39-44.
- Andrade C., Tavares F. and Castellote M., Petre-Lazars I., Climent M. A., Vera G. (2006) Comparison of chloride models: the importance of surface concentration.- 2nd International Symposium on Advances in Concrete through Science and Engineering- September 2006, Quebec City, Canada
- Andrade C., Tavares F., Prieto M., Tanner P. and Izquierdo D. (2011) Advances in the modelling of the corrosion onset due to chlorides. RILEM WEEK, “Advances in Construction Materials through Science and Engineering” 5-7 September- Hong Kong.
- Andrade, C., Alonso, C., Rodríguez, J. (1989), “*Remaining service life of corroding structures*”, IABSE Symposium on Durability, Lisbon, Sep., pp. 359-363.
- Andrade, C., Alonso, M. C., & Gonzalez, J. A. (1990), “*An initial effort to use the corrosion rate measurements for estimating rebar durability*”, in Corrosion Rates of Steel in Concrete, ASTM STP 1065, eds. N.S. Berke, V. Chaker, & D. Whiting, Philadelphia, USA, pp.29-37.
- Andrade C., D'Andrea R. (2010), “*Concrete Mixture Design Based on Electrical Resistivity. Second International Conference on Sustainable Construction Materials and Technologies*”. Proceedings of special technical sessions. Eds. Peter Claise, Eshmaiel Ganjian, Fethullan, Tarun R., Naik Ancona, Italia pp. 109-119
- Andrade, C., Fullea J., et al. (2001), “*The use of the graph corrosion rate-resistivity in the measurement of the corrosion current*”. Measurement and Interpretation of the on-Site Corrosion Rate. Rilem Proceedings no. 18: 157-165.
- Andrade, C., J. L. Sagrera, et al. (2000). “*Several years study on chloride ion penetration into concrete exposed to Atlantic Ocean water*”. 2nd International Rilem Workshop on Testing and Modelling the Chloride Ingress into Concrete 19: 121-134.
- Baroghel-Bouny, V. (2002), “*Which toolkit for durability evaluation as regards chloride ingress into concrete? Part II: Development of a performance approach based on durability indicators and monitoring parameters*”. Proceedings of the 3rd International Workshop “Testing and modelling chloride ingress into concrete” Madrid Spain. C. Andrade and J. Kropp editors.
- Berke N. L., Dallaire M. P., Hicks M. C., MacDonald A. C. (1986), Holistic approach to durability steel reinforced concrete- Proceedings of the International Conference “Concrete in the service of the Mankind. Radical Concrete Tecnology”, Edited by R.K. Dhir and P. Hewlett, Published by E&FN Spon UK. 25-45.
- Castro-Borges P., P. Helene, Service life of reinforced concrete structures. new approach-2007 ECS - The Electrochemical Society-210th ECS Meeting , Abstract #813.
- EHE – 08 Instrucción de hormigón estructural – Ministerio de Fomento. España. Madrid 2008.
- Fagerlund, G., “Prediction of the service life of concrete exposed to frost action”, Studies on Concrete Technology – Swedish Cement and Concrete Research Inst. Stockholm (1979), pp. 249-276.
- Helland S., Aarstein R., Maage M. (2008), In-field performance of north sea HSC/HPC offshore platforms with regard to chloride resistance -8 th International Symposium on Utilisation of High-Strength and High-Performance Concrete, 27-29 October, Tokyo, Japan, pp. 833-840.

- Izquierdo D., Alonso C., Andrade C., Castellote M. Potentiostatic determination of chloride threshold values for rebar depassivation. Experimental and statistical study. *Electrochimica Acta* 49 (2004) 2731–2739.
- Maage M., Helland S., Poulsen E., Vennesland, Ø., Carlsen J. E. (1996) “*Service Life Prediction of Existing Concrete Structures Exposed to Marine Environment*” in: *ACI Materials Journal*, vol. 93, no. 6 (November-December), pp. 602-608.
- Mangat P. S., Molloy B. T. (1994), *Predicting of long term chloride concentration in concrete*, *Materials and Structures* 27, 338–346.
- Markeset G. (2009), *Critical chloride content and its influence on service life predictions Critical chloride content and its influence on service life predictions*. *Materials and Corrosion*, 60, No. 8
- Melchers R. E., *Structural reliability, analysis and prediction*. Ellis Horwood Ltd. John Wiley & Sons.
- Model Code 2010. fib (2012)
- PNE 83986 Ensayo de durabilidad del hormigón. Determinación de la difusión de iones cloruro.
- PNE 83988 – Durabilidad del hormigón – Determinación de la resistividad del hormigón – Parte I (Método directo) y Parte II (Método de Wenner).
- PrUNE 83.994 Durabilidad del hormigón. Estrategia de comprobación de la durabilidad.
- PrUNE 83992-2 Ensayo de durabilidad del hormigón. Ensayos de penetración de cloruros en el hormigón y de corrosión de la armadura. Método integral acelerado.
- PrUNE 83993-1 Ensayo de durabilidad del hormigón. Determinación de la velocidad de penetración de la carbonatación en el hormigón endurecido. Parte 2: método natural.
- PrUNE 83993-2 Ensayo de durabilidad del hormigón. Determinación de la velocidad de penetración de la carbonatación en el hormigón endurecido. Parte 2: método acelerado.
- Sagüés A. A. (2003), *Modeling the Effects of Corrosion on the Lifetime of Extended Reinforced Concrete Structures*, *Corrosion*, October, 854-866.
- Serrano G., Obregón J., Rodríguez J., Trigo P., Hué F. & Peset L. (2003), *Manufacture of spans for the Öresund bridge between Denmark and Sweden*. *Hormigón y Acero*, nº 230, 4º Trimestre.
- Tuutti, K. (1982), “*Corrosion of steel in concrete*”, Swedish Cement and Concrete Institute (CBI) nº 4-82. Stockholm.
- Valenta, O. (1969), “*General Analysis of the methods of testing the durability of concrete*”, Rilem Symposium of Durability of Concrete, Paper A-3, Vol. 1.



Conservation of cultural heritage buildings: Methodology and application to case studies

P. B. Lourenço¹

¹University of Minho, ISE, Department of Civil Engineering, Portugal, Web: <http://www.civil.uminho.pt/masonry>, <http://www.isise.net>.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v3i2.46>

Artículo recibido el 25 de Enero de 2013, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 20 de Marzo de 2013.

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el primer número del año 2014 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del tercer número del año 2013

ABSTRACT

Modern societies understand built cultural heritage as a landmark of culture and diversity. Only during the last decades the idea that ancient buildings could be conserved and reused became appealing. Still, a large part of this heritage is affected by structural problems which menace the safety of buildings and people. The developments in the areas of inspection, non-destructive testing, monitoring and structural analysis of historical constructions, together with recent guidelines for reuse and conservation, allow for safer, economical and more adequate remedial measures. The paper addresses the issues of the methodology to adopt, of different cases studies and of present challenges. In particular, recent interventions in Portuguese cases studies (the Cathedral of Porto and a theological school in Braga) are analyzed in detail.

Keywords: cultural heritage buildings; conservation and rehabilitation; earthquakes and seismic engineering; case studies.

RESUMEN

Las sociedades modernas entienden su patrimonio cultural como un hito de cultura y diversidad. Sólo durante las últimas décadas la idea de que edificios antiguos podrían ser conservados y reutilizados se ha convertido en atractiva. Sin embargo, una gran parte de este patrimonio es afectado por problemas estructurales lo cual amenaza la seguridad de los edificios y personas. Los desarrollos en el área de inspección, ensayos no destructivos, seguimiento y análisis estructural de construcciones históricas, bien como recientes normas para reutilización y conservación, permiten medidas correctivas más seguras, económicas y adecuadas. El artículo aborda las metodologías adoptadas, en diferentes casos de estudio así como presentes desafíos. En particular, intervenciones recientes en casos de estudio en Portugal (Catedral de Porto y Seminario de Braga) son analizadas con detalle.

Palabras Clave: edificios de patrimonio cultural; conservación y rehabilitación; terremotos e ingeniería sísmica; casos de estudio.

Autor de contacto: Paulo B. Lourenço (pbl@civil.uminho.pt)

© 2013 ALCONPAT Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 3, No. 2, Mayo - Agosto 2013, es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A.C., Av. Zamná No. 295 entre 61 y 63 Fraccionamiento Yucalpetén, Mérida, Yucatán, México, C.P. 97248, 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, ISSN 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, Av. Zamná No. 295 entre 61 y 63 Fraccionamiento Yucalpetén, Mérida Yucatán, México, C.P. 97248, fecha de publicación: 30 de mayo de 2013.

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. INTRODUCTION

The importance of ancient buildings has been for long exclusively attributed to their use, meaning that successive changes were made to fulfill their new function. At such times, lack of use would condemn the building to a ruin and, often, re-use of the stones elsewhere. Presently, modern societies understand built cultural heritage as a landmark of culture and diversity, which should last forever, being the task of the current generation to deliver the heritage in good shape for the generations to come. This act of culture poses high demands to engineers because deterioration is intrinsic to life (as an example the expected life of a modern building is fifty years).

Only during the last decades the idea that old and ancient buildings could be conserved and reused became appealing for the market. The present policy is not only to preserve but also to make buildings and the whole historic part of the cities alive, functioning and appealing to the inhabitants and to the tourists. It is the unique atmosphere of narrow streets and historic squares that provides a meaning to the cultural heritage of city centers, which must be the everyday reality for the local population.

Due to the effects of aggressive environment (earthquakes, soil settlements, traffic vibrations, air pollution, microclimate, etc.) and to the fact that many old buildings and historic centers were not subjected to maintenance, now a large part of this heritage is affected by structural problems which menace the safety of buildings and people. European countries have developed throughout the years a valuable experience and knowledge in the field of conservation, e.g. Croci (1998) or Theodossopoulos (2012). In recent years, large investments have been concentrated in this field, leading to impressive developments in the areas of inspection and non-destructive testing, e.g. McCann and Forde (2001), monitoring, e.g. Farrar, C.R. et al. (2004) and structural analysis of historical constructions, e.g. Lourenço (2002). These developments, and recent guidelines for reuse and conservation, allow for safer, economical and more adequate remedial measures. These guidelines and their application to selected case studies are briefly revised next.

2. ICOMOS RECOMMENDATIONS

Structures in cultural heritage buildings, by their very nature and history (material and assembly), present a number of challenges in conservation, diagnosis, analysis, monitoring and strengthening that limit the application of modern legal codes and building standards. Recommendations are desirable and necessary to ensure rational methods of analysis and repair methods appropriate to the cultural context. Therefore, an international committee has prepared recommendations, intended to be useful to those involved in conservation problems, ICOMOS (2003). In the particular case of seismic hazard, recent guidelines are detailed in Cecchi and Calvi (2011). The ICOMOS recommendations contain Principles, where the basic concepts of conservation are presented, and Guidelines, where the rules and methodology that a designer should follow are discussed.

The principles entail: General criteria; Research and diagnosis; and Remedial measures and controls. A multi-disciplinary approach is obviously required and the peculiarity of heritage structures, with their complex history, requires the organization of studies and analysis in steps that are similar to those used in medicine. Anamnesis, diagnosis, therapy and controls, corresponding respectively to the condition survey, identification of the causes of damage and decay, choice of the remedial measures and control of the efficiency of the interventions. Thus, no action should be undertaken without ascertaining the likely benefit and harm to cultural heritage buildings. A full understanding of the structural behavior and material characteristics is

essential for any project in cultural heritage buildings. Diagnosis is based on qualitative and quantitative approaches. The qualitative approach is based on direct observation of the structural damage and material decay as well as historical and archaeological research, while the quantitative approach requires material and structural tests, monitoring and structural analysis. Often the application of the same safety levels used in the design of new buildings requires excessive, if not impossible, measures. In these cases other methods, appropriately justified, may allow different approaches to safety. Therapy should address root causes rather than symptoms. Each intervention should be in proportion to the safety objectives, keeping intervention to the minimum necessary to guarantee safety and durability and with the least damage to heritage values. The choice between “traditional” and “innovative” techniques should be determined on a case-by-case basis with preference given to those that are least invasive and most compatible with heritage values, consistent with the need for safety and durability. At times the difficulty of evaluating both the safety levels and the possible benefits of interventions may suggest “an observational method”, i.e. an incremental approach, beginning with a minimum level of intervention, with the possible adoption of subsequent supplementary or corrective measures. The characteristics of materials used in conservation work (in particular new materials) and their compatibility with existing materials should be fully established. This must include long-term effects, so that undesirable side effects are avoided.

A combination of scientific and cultural knowledge and experience is indispensable for the study of cultural heritage buildings. The purpose of all studies, research and interventions is to safeguard the cultural and historical value of the building as a whole and structural engineering provides scientific support necessary to obtain this result. The evaluation of a building frequently requires a holistic approach considering the building as a whole rather than just the assessment of individual elements. The investigation of the structure requires an interdisciplinary approach that goes beyond simple technical considerations because historical research can discover phenomena involving structural behavior while historical questions may be answered by considering structural behavior. Knowledge of the structure requires information on its conception, on its constructional techniques, on the processes of decay and damage, on changes that have been made and finally on its present state.

In general the process towards the definition of remedial measures should include the following steps: (a) Acquisition of data: Information and investigation; (b) Historical, structural and architectural investigations; (c) Survey of the structure; (d) Field research and laboratory testing; (e) Monitoring, see Figure 1. Diagnosis and safety evaluation of the structure are two consecutive and related stages on the basis of which the effective need for and extent of treatment measures are determined. If these stages are performed incorrectly, the resulting decisions will be arbitrary: poor judgment may result in either conservative and therefore heavy-handed conservation measures or inadequate safety levels. Any assessment of safety is seriously affected by the uncertainty attached to data (actions, resistance, deformations, etc.), models, assumptions, etc. used in the research, and by the difficulty of representing real phenomena in a precise way.

The proposed methodology is in opposition with the past understanding, in which “conservation” was usually warranted by the powerfulness of the intervention, blind confidence existed in modern materials and technologies, a mistrust was present towards original or ancient materials and original resisting resources of the building, the value of original / ancient structure and structural principles was not recognized, the importance of previous studies was not fully recognize and significant negative experience accumulated, see Figure 2a. The modern understanding is to respect the authenticity of the structure and structural principles governing its response, to believe that conservation should lie on knowledge and understanding of the nature of

the structure and real causes of possible damage or alterations, to adopt respectful interventions (minimal, non-intrusive and reversible), to give importance to knowledge (comprising historical, material and structural aspects) and to assume that studies prior to intervention and the intervention are multidisciplinary tasks requiring the cooperation of historians, architects, engineers, physicists, among others, see Figure 2b. Next, two recent case studies on interventions on cultural heritage buildings are presented as examples of an attempt to adopt the modern approach towards conservation.

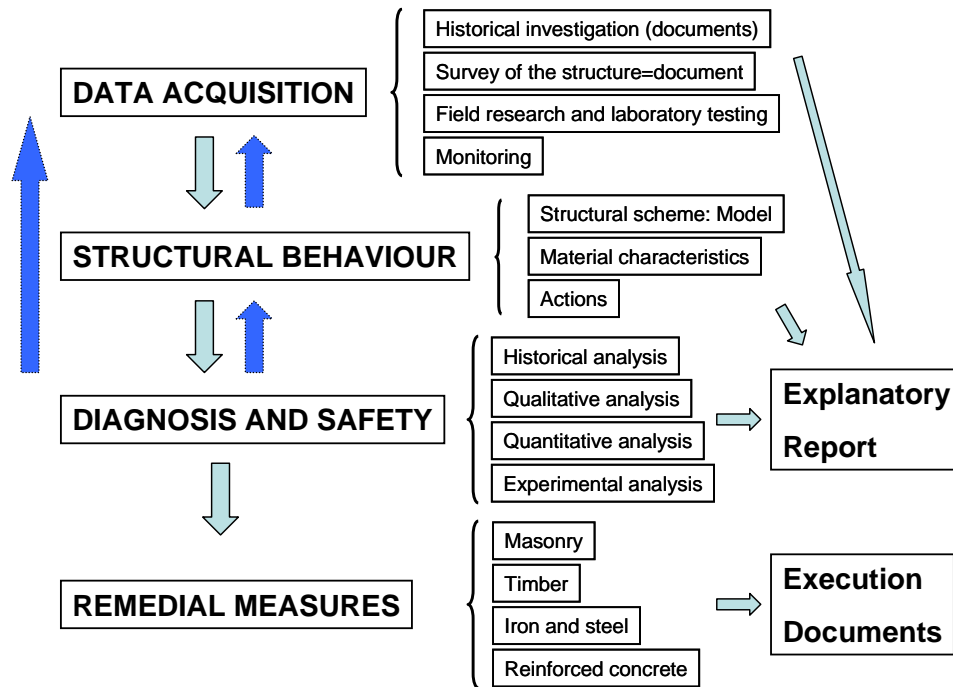


Figure 1. Icomos methodology.

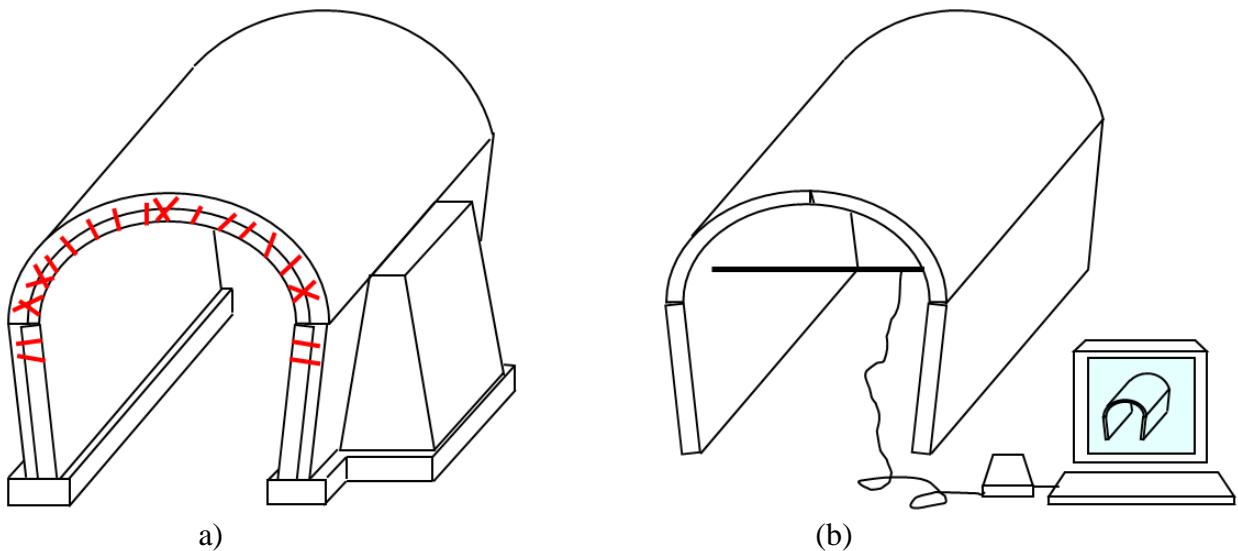


Figure 2. Two approaches in conservation: (a) past understanding; (b) present understanding.

3. CATHEDRAL OF PORTO

The foundation of the Cathedral of Porto is the middle of the 12th century. For 800 years, the settlement was a repository of added parts. In a framework of a continuous construction yard, the main fabrics are: Romanesque and proto-gothic, gothic, renaissance, mannerist, baroque, neoclassic, contemporary works from the first half of the 20th century and, finally, the present works. The governing thread of the program of the current intervention is to rehabilitate the previous restoration works, carried out in the first half of the 20th century, see Lourenço et al. (2004) for details on the evolution of the complex and the basis for the conservations works carried out. The aim is to reactivate, rehabilitate and up-grade the competence, where competence is understood as the capacity to perform adequately, of the structures, the materials, the shapes and also the space, assumed as a support for functionality. The intervention in the building was organized around five operations: removal of infestations, consolidation, water-tightness, ventilation and protection. Here, only some of the structural works are briefly reviewed.

Figure 3 shows selected views of the compound of the Cathedral, which has dimensions about 60 × 60 m² in plan, with a maximum height of the towers about 35 m. The compound includes the church, a gothic cloister on the south side, side chapels, a gallery on the north side, a sacristy, several chapels and other annexes. The church has a typical Latin cross, with three naves and five spans, and two rectangular towers facing west.

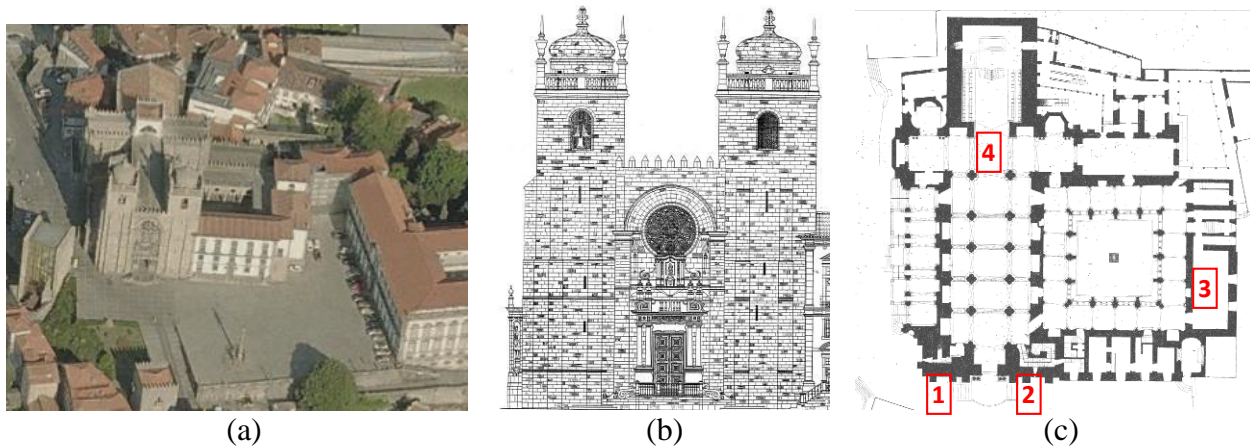


Figure 3. Aspect of the Cathedral: (a) Aerial View; (b) Façade; (c) Plan.

Legend: 1 – North Tower; 2 – South Tower; 3 – St. Vincent Chapel; 4 - Skylight.

3.1 Remedial measures in the towers

The cross section of the towers is approximately square with a side of 10.0 m and exhibits a variable thickness, with a minimum of 1.7 m at the base. The height of the towers is approximately 35 m, which means that the average stress at the base is around 1.0 N/mm². This value is rather low for regular granite masonry but it is rather high for rubble masonry (with or without mortar joints). In the main façade, two buttresses are apparent in each tower, see Figure 3b. The structure suffered several major modifications through time, which resulted in a very complex internal structure with different load bearing internal elements at each level. The structure of the towers cannot be understood from structural reasons and several openings are closed, facing staircases or vaults. The entrance for the towers is located at mid-height, with a connection between both towers from the top of the main vault. But the two towers have a rather different structure. The North tower (presently with the bells and clock) features a horizontal

mid-level with stone slabs and architraves apparently supported in columns and stone struts. The South tower possesses an internal core with a staircase shaped helicoidally. The constitution of the masonry walls from the towers was characterized using visual inspection, removing stones of the outer leaf in the interior of the tower and by using a boroscopic camera inserted in cracks or in holes drilled in joints, see Figure 4. From the inspection, it was possible to conclude that the three-leaf walls have external leaves of granite ashlar with a thickness ranging from 0.30 to 0.70 m, while the middle leaf is made from loose smaller stones and silty soil. The combination of heavy rain in Porto, strong winds in the top of the hill where the Cathedral is located, and the open joints in the external masonry face, results in a wet infill even in the summer and the continuous washing out of the infill.

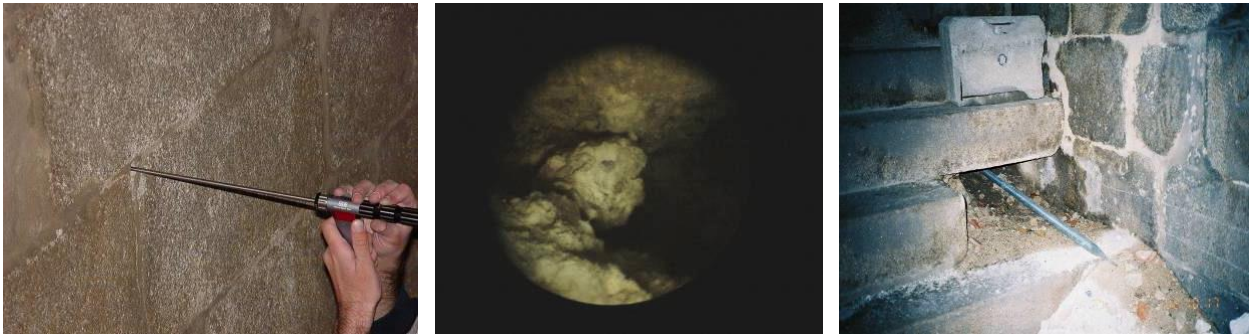


Figure 4. Visual inspection with boroscopic camera and inspection openings.

The towers exhibit distributed cracking and significant out-of-plane movements. The existing damage resulted in the past addition of three iron ties (date unknown), see Figure 5. Tie T₁ presents a severely deformed anchorage and tie T₃ is corroded and broken. The separation between the East and West façades of the South tower continued after tie T₃ was broken. The masonry walls in the vicinity of the anchorages are also deformed, as expected due to the application of a large point load. The South tower is more damaged than the North tower, with severe cracks and out-of-plumb walls. Separation between the internal and external leaves of the walls is confirmed by the longitudinal cracking observed in most of the openings, with a maximum width of some centimeters.

The solution adopted for strengthening consists mostly of a steel ring in both towers, aiming at confining the structure along the two orthogonal directions, in the sole location possible, see Figure 6a,b. The rings are made with welded stainless steel plates (class AISI 316L), connected to the towers using long, inclined stainless steel anchorages inside of a cloth duct to prevent generalized injection, see Figure 6c-e. The length of the steel profiles is defined so that the elements can be transported to the location through the existing doors and can be easily assembled in situ, without any further welding. In the North tower, the ring also aims at providing a support for the stone pavement for the bells, as stone columns are much deteriorated and had no structural function and the stone struts have very deficient conception. The steel ring is made of channel profiles (240 × 120 mm and 200 × 100 mm height). In the South tower, a set of two ties was provided to the ring, because it was possible for aesthetic reasons and they are a testimony of the ancient broken tie. The ring must cross the staircase at a selected location because the complex internal structure of the tower does not allow otherwise. Due to the lack of internal stiffening elements, a much stiffer steel frame is needed and the steel ring is made of H profiles (180 × 180 mm). Due to the bulging outwards of the East and South façades, and the severe cracks in the corners, several short ties have been added to the structure to stitch the East and

South façades, and two long ties through the core of the South façade have been added to connect the West and East façades, see Figure 6f. Figure 6g presents details of the two types of anchorage plates adopted (circular plates and specially designed crosses).



Figure 5. Ancient tower ties, with deformed anchorage (T₁) and broken tie (T₃).

Given the cultural importance of the building and the significant damage in the South tower, a monitoring system was planned and installed. The system includes four waterproof crackmeters in the largest cracks, two strain gages for the new ties, two biaxial clinometers to measure the tilting of the tower, as well as temperature, humidity and wind sensors. The system includes also a GSM interface for remote monitoring. The measurements in the crackmeters (amplitudes lower than 0.3 mm) and clinometers (amplitudes lower than 0.6 mm/m) are rather small and they follow the temperature measurements. The wind speed measured indicates that the direction of the gust wind is North / Northwest, with velocities up to 150 km/h. An auto regressive exogenous model indicates that the measurements of the cracks are of good quality and the variations are explained by the environmental effects and not by crack opening. A similar conclusion holds for the measurements of stresses in the steel ties. The values in the tiltmeters are low but a rotation seems to be observed in the South tower, around 0.01°/year or 0.1°/decade.

3.2 Skylight in the transept

The skylight is located above the transept and presents different cracks, which occurred after the works carried out in the first half of the 20th century. In addition, infill material from the vault had recently fallen in the transept. The skylight is made of four walls supported in large arched windows opened in the 18th century, with the exception of the East façade with exhibits no opening, see Figure 7a. It has a square plan with 7.5 m side, walls with 6.5 height and 0.65 m thickness. The thickness is reduced to 0.4 m above the vaults and, again, to 0.2 m in the battlements. Buttresses can be found in each corner and a ribbed stone vault makes the ceiling, further topped by a timber double slope roof. The masonry in the walls is of very low quality, made of rubble stone and weak lime mortar. The openings form pointed arches, supported at the thirds of the span with T-shaped columns. The vault is made with stone slabs with a thickness between 0.14 and 0.54 m. Rubble loose infill was removed on top of the vault (about 10 m³).

The three walls with windows are cracked at the arch key, with maximum crack widths of 10, 1 and <0.5 mm, in the façades West, North and South, respectively. These walls are also bulging outwards. Figure 7b shows the main crack in the West façade, which crosses the entire section of the wall. Smaller cracks can be also observed closer to the buttresses, under the opening, together with horizontal cracks in the window columns due to bending. The most severe crack in the interior has a width of 25 mm and shows that the vault is separated from the wall in the West

façade. Due to this crack, the stone slabs of the vault are no longer supported in the side rib and a settlement of about 20 mm can be observed at the key of the vault.

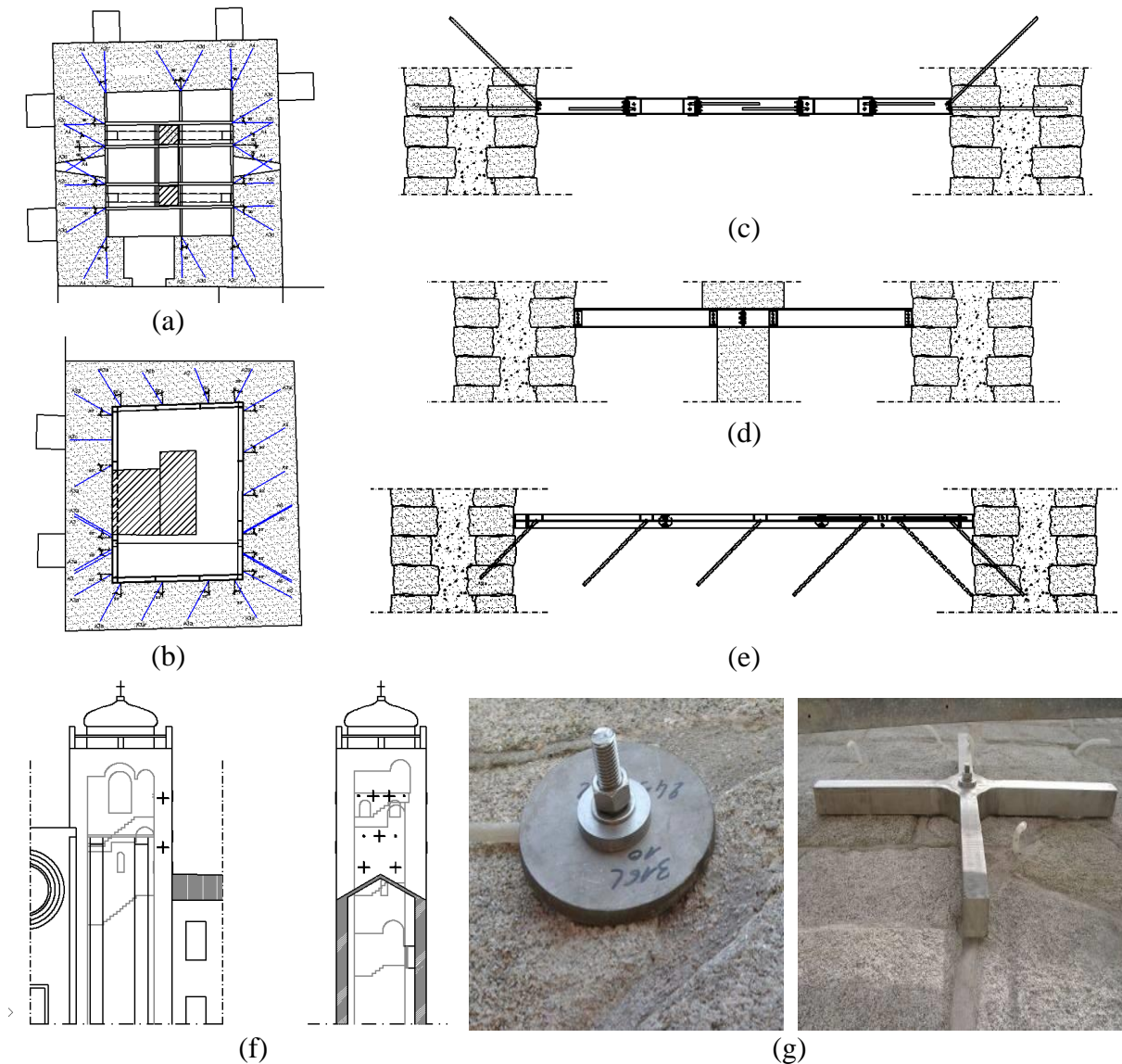


Figure 6. Aspect of the strengthening of the towers: (a) Ring for the north tower; (b) Ring for the south tower; (c) North-south section for north tower; (d) West-east section for north tower; (e) Typical section for south tower; (f) Additional ties in the west and south façades of the south tower; (g) Details of the anchorage plates.

The observation of the damage in the skylight, together with the local relief, the severe separation between the East façade and the chancel, the old documents indicating consolidation and enlargement of foundations and the bulging of the walls of the nave indicate that soil settlements and weak foundations can be the main cause of damage. A finite element model of the skylight was used to understand and justify the existing damage. The actions considered include the self-weight of the structure, the weight of the infill, the seismic action and differential temperature. The results for the combination of self-weight plus rubble infill provided a maximum tensile stress found lower than 0.1 N/mm^2 and located in the window-sills and ribs. The skylight should

have minor or no damage under self-weight and infill. Seismic loading and temperature were then added to the structure, aiming at explaining the damage, see Figure 8a,b. Even if the deformation for seismic loading has some resemblance with the observed movements in the structure, the stresses found are too low to provoke any damage. The deformed mesh associated with the differential temperature indicates that the walls move to the exterior and suffer significant bending, with significant curvatures in the columns. Still moderate stresses are found and the deformation is not in agreement with the observed movements, meaning that the temperature effect is relevant but should not be the main cause of the damage. A full model of the church was then prepared to analyze the influence between the skylight, the adjacent structure and the soil, see Figure 8c. Very high tensile stresses are found in the skylight and the deformation is similar to the one observed in the structure, confirming that this is the major cause of damage. The remedial measures are given in Lourenço et al. (2004).

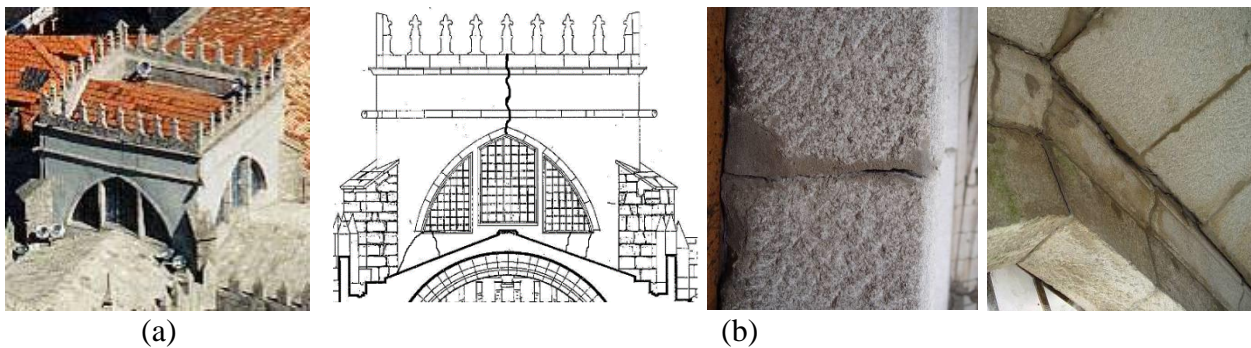


Figure 7. Skylight: (a) Aerial view; (b) Cracks in façades, windows, columns and vaults.

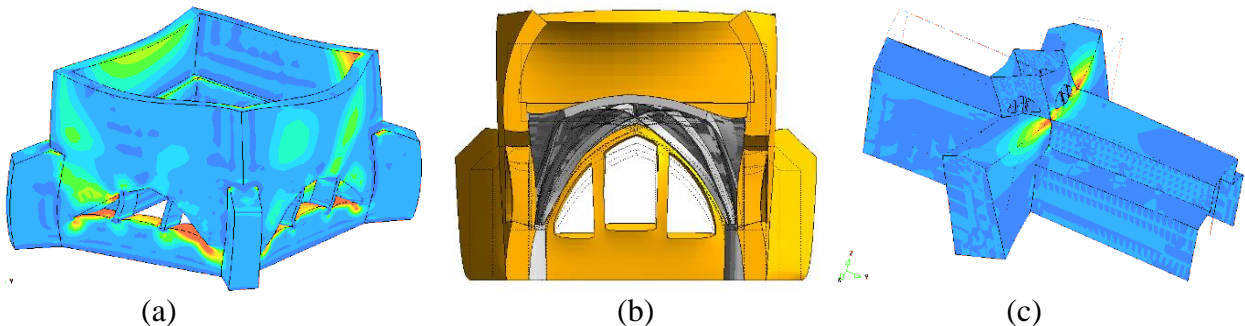


Figure 8. FEM analysis: (a) Live loads; (b) Temperature variation; (c) Dead load for full model.

4. THEOLOGICAL SCHOOL IN BRAGA

This building has $110 \times 15 \text{ m}^2$ in plan and 5 floors, as shown in Figure 9a. The inner walls and slabs are made of an early 1930s reinforced concrete structure, while the external walls are made of ashlar granite masonry. Floor 5 is an attic with a timber structure, while floors 3 and 4 were used as students' dormitory in the past. The slabs at these levels are supported in beams supported in the external masonry walls. The internal walls between floors 2/3, 3/4 and 4/5 are made in reinforced concrete. Floor 2 is used as office rooms for lecturers and this floor is supported in a reinforced concrete beams grid. The objective was to use the upper floors as an archive, which required a safety assessment and a strengthening design. For details see Lourenço et al. (2004).

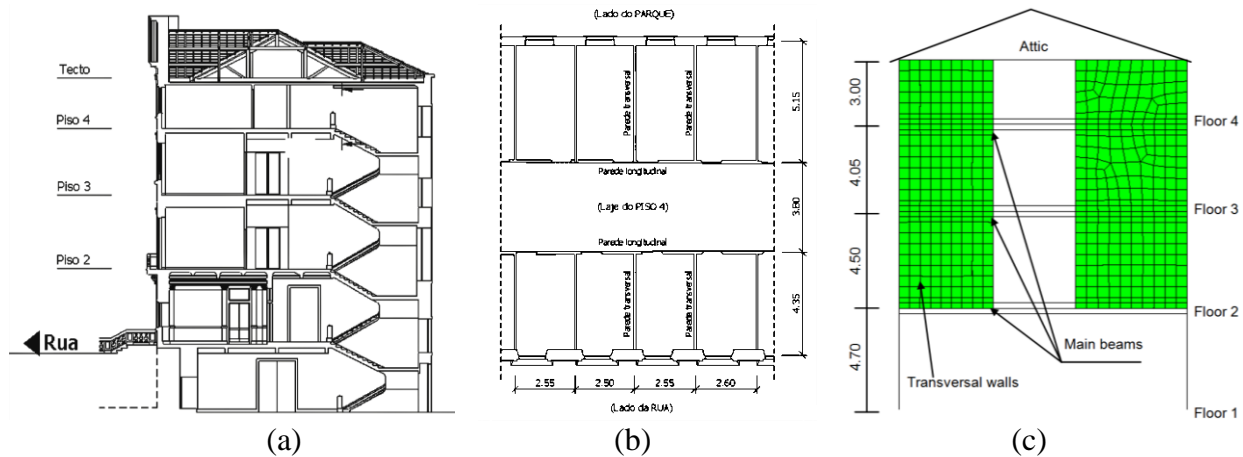


Figure 9. Theological school: (a) Vertical section; (b) Plan; (c) Main transversal structure.

Figures 9b,c present the geometrical survey of the building and the main structure. Cores and steel samples were obtained from the building in order to characterize the materials used. The transversal walls are separated each 2.6 m, with asymmetric location of the longitudinal walls. The thickness of the external masonry walls varies between 0.30 and 0.60 m. The transversal beams have cross sections of $0.25 \times 0.50 \text{ m}^2$ (floors 3 and 4) and $0.30 \times 0.60 \text{ m}^2$ (floor 2). The thickness of the slabs is 0.12 m and the internal walls have a thickness of 0.06 m. The concrete strength found was 24.6 N/mm^2 (slabs) and 11.9 N/mm^2 (walls). All the reinforcement found is unribbed and mild steel. The slabs have a single layer of reinforcement with $\phi 3/8''@0.125$ for the main reinforcement and $\phi 3/8''@0.25$ for the secondary reinforcement. The walls have also a single layer of reinforcement with $\phi 3/16''@0.25$ in the vertical direction and $\phi 5/32''@0.25$ in the horizontal direction. The lower reinforcement in the transversal beams is $3\phi 1''$ (floors 3 and 4) and $4\phi 1\frac{1}{4}'' + 4\phi 1''$ (floor 2). Besides the dead load, for the current use of the building the live load according to the Portuguese code is 3.0 kN/m^2 in general with 5.0 kN/m^2 is the access zones. With the new use, the planned live load is 14.8 kN/m^2 for floor 2, 13.5 kN/m^2 for floor 3 and 11.0 kN/m^2 for floor 4.

4.1 Analysis of the slabs stability

The reinforcement that is present in the slabs is adequate for the previous loads but it is clearly insufficient for the new loads. The proposal of the architect responsible for the works was to adopt three archive shelves with a height of 2.40 m and a base of 0.40 m, see Figure 10, which implies a reinforcement amount twice the existing. The original proposal is possible with a new supporting structure of steel profiles HEB 100, placed transversally in the rooms, and supported by steel angles placed close to the walls. On top of this structure, an OSB new floor would be placed, with a total cost for the solution of about 100 USD/m^2 . The proposed alternative was to use two taller shelves close to the walls and a shorter shelf in the center, in order to reduce the bending moment, allowing even to provide more room for stocking.

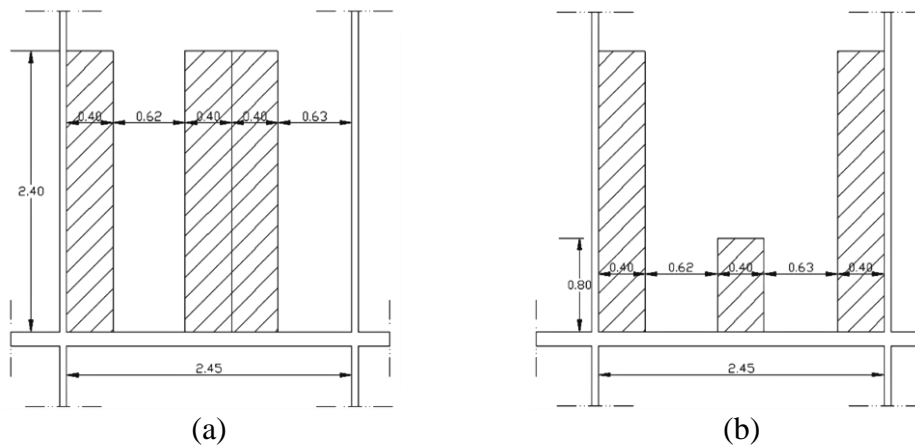


Figure 10. Proposal for book archive: (a) Original; (b) New.

4.2 Analysis of the main structure stability

A finite element model was used for the global stability of the structure. The results allow confirming the large stiffness of the internal walls and the asymmetry of the response, see Figure 11a. The analysis of the principal compressive stresses shows that the load is transferred to the external walls, with a behavior similar to a deep beam and using the main beam of level 2 as a “tie” subjected to large flexure, see Figure 11b. The bending moment of the main beams obtained using a linear elastic approach and the failure of the structure using non-linear analysis is shown in Figures 11c,d. The asymmetric deformation and the large stiffness of the walls led to large bending moments producing tensile stress in the upper fibers (60 kN.m in the beam of level 2, in the connection with the left transverse wall). Therefore, the global stability is ensured by the flexural capacity of the nodes in the connection between beams and walls, in a zone where the amount of upper reinforcement is rather low. Figure 11d shows the attempt of the structure to follow a strong redistribution, with a fast progression of a horizontal crack between the walls and the beam in level 2. As the lower reinforcement in the beams is insufficient to carry out the load corresponding to the new use, the structure must be strengthened.

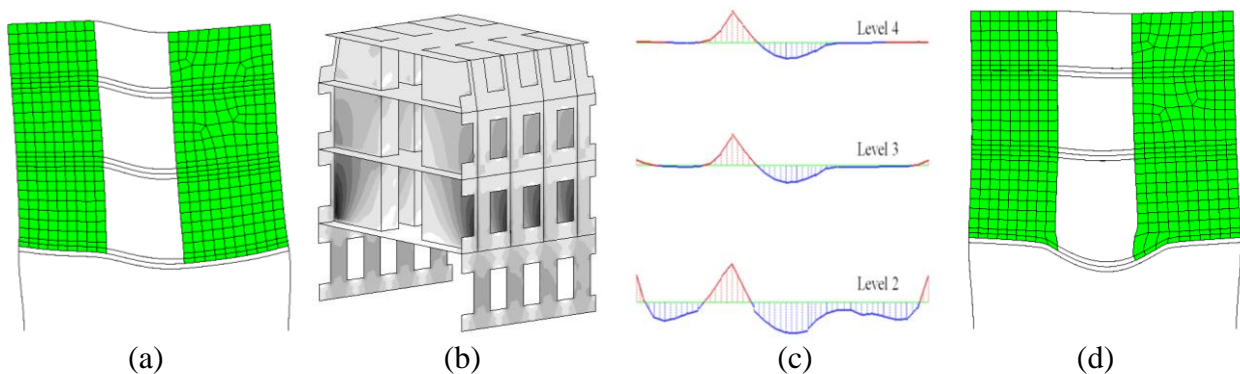


Figure 11. Results for the structural analysis: (a) Deformed mesh; (b) Compressive principal stresses; (c) Bending moments in main beams; (d) Failure from non-linear analysis.

Two possibilities of strengthening were analyzed: (a) a steel beam grid and new columns supporting level 2; (b) a suspension structure for the main beams. Given the aesthetic implications, the usage limitation and the cost, the latter solution was adopted, see Figure 12. Truss steel structures have been added between level 4 and the roof, in between the existing

6. REFERENCES

- Cecchi, R. & Calvi M. (2011), “*Guidelines for evaluation and mitigation of seismic risk to cultural heritage*”, Gangemi.
- Croci, G. (1998), “*The conservation and structural restoration of architectural heritage*”, WIT Press.
- Farrar, C. R., et al. (2004) “*A review of structural health monitoring literature: 1996-2001*”. Los Alamos,, New Mexico: Los Alamos National Laboratory.
- ICOMOS (2003), “*Recommendations for the analysis, conservation and structural restoration of architectural heritage*”.
- Lourenço, P. B. (2002). Computations on historic masonry structures. “*Progress in Structural Engineering and Materials*”, 4(3), 301-319.
- Lourenço, P. B., Barbosa Lourenço, J. & Oliveira, D.V. (2004), “*Inspecção e reabilitação do Seminário Conciliar de Braga*”, BE 2004 – Encontro Nacional de Betão Estrutural, Universidade do Porto, Porto, pp. 815 – 822.
- Lourenço, P. B., Melo, A. & Carneiro, M. (2004), “*Remedial measures for Cathedral of Porto: A post-modern conservation approach*”, Structural analysis of historical constructions IV, Eds. C. Modena, P. B. Lourenço and P. Roca, A. A. Balkema Publishers, Leiden, pp. 51 – 62.
- McCann, D. M., Forde, M. C. (2001), “*Review of NDT methods in the assessment of concrete and masonry structures, NDT & E International*”, 34 (2), pp. 71–84
- Theodossopoulos, D. (2012), *Structural design in building conservation*, Routledge.



Fisuras de contracción en pavimentos de hormigón y el aserrado de juntas

M. F. Barreda¹, M. J. Naber¹, I. Quispe Sallo¹, J. D. Sota¹

¹LEMaC – Universidad Tecnológica Nacional Facultad Regional La Plata-60 y 124 -1900 La Plata.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v3i2.47>

Artículo recibido el 16 de Marzo de 2013, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 17 de Mayo de 2013. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el tercer número del año 2014 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del tercer número del año 2013

RESUMEN

Los cambios volumétricos por variaciones de temperatura y contenido de humedad en el hormigón endurecido de los pavimentos, que por sus restricciones impiden su deformación, causan tensiones de tracción, provocando fisuras aleatorias. La presencia de fisuras de contracción en los pavimentos de hormigón, reducen su vida útil y generan costos de mantenimiento importantes. Es necesario definir a priori la ubicación de las fisuras aserrando el pavimento. Las zonas aserradas crean planos de debilidad donde se forman las fisuras, siendo crítico el momento oportuno para realizar el aserrado de las juntas de contracción en los pavimentos. El período óptimo para efectuar el aserrado se denomina ventana de aserrado. El objetivo de este trabajo es (poner objetivo). Entre los resultados obtenidos se puede decir que (dar resultados). Los estudios son parte de un Proyecto de I+D.

Palabras Clave: contracción; hormigón; pavimentos; juntas; fisuras.

ABSTRACT

In the hardened concrete of pavements, with limited deformation, volumetric changes due to variations in temperature and humidity cause tensile stresses, with subsequent cracks random. The presence of shrinkage cracks in concrete pavements, reduces its service life and generates substantial maintenance costs. It is necessary to define a priori the location of cracks, by sawing the pavement. Sawn areas create planes of weakness where cracks form, being critical the right time to saw the contraction joints in pavements. The optimal time to perform the sawing is called sawing window. In this paper the first results about concrete pavements are recorded, establishing sawing times, comparing cylindrical compressive strength, maturity of concrete and ultrasonic pulse values. The studies are part of a R & D project.

Keywords: contraction; concrete; pavements; joints; cracks.

Autor de contacto: José Daniel Sota (jdsota@gmail.com)

© 2013ALCONPAT Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 3, No. 2, Mayo – Agosto 2013, es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A.C., Av. Zamná No. 295 entre 61 y 63 Fraccionamiento Yucalpetén, Mérida, Yucatán, México, C.P. 97248, 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, ISSN 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, Av. Zamná No. 295 entre 61 y 63 Fraccionamiento Yucalpetén, Mérida Yucatán, México, C.P. 97248, fecha de publicación: 30 de mayo de 2013.

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 diseño de juntas en los pavimentos de hormigón es el responsable del control de la fisuración, así como de mantener la capacidad estructural del pavimento y su calidad de servicio en los más altos niveles al menor costo.

La necesidad del sistema de juntas es el resultado del deseo de controlar la fisuración transversal y longitudinal. Esta fisuración se presenta por la combinación de varios efectos: la contracción por secado del hormigón, las variaciones de humedad y de temperatura, la aplicación de las cargas del tránsito, las restricciones de la subrasante, terreno de apoyo y también por ciertas características de los materiales empleados.

Los tipos de juntas más comunes en los pavimentos de hormigón son: longitudinales, transversales y de expansión.

Las juntas longitudinales se instalan para controlar la fisuración longitudinal, espaciándose a intervalos de 2,50 m a 4,00 m, coincidiendo generalmente con las líneas divisorias de las trochas de tránsito. No es aconsejable superar el intervalo de 4,00 m, a menos que la experiencia local indique que el pavimento con esas condiciones ha observado comportamiento satisfactorio. Estas juntas llevan normalmente barras de unión que impiden la separación de sus bordes.

Las juntas transversales, denominadas de contracción, controlan la fisuración transversal al disminuir las tensiones de tracción que se originan cuando la losa se contrae y las tensiones que causa el alabeo producido por diferenciales de temperatura y de contenido de humedad en el espesor de la losa. Cualquiera que fuere el procedimiento constructivo de las juntas, la profundidad de la ranura debe ser por lo menos igual a un cuarto del espesor de la losa.

El objeto de las juntas de expansión es disminuir las tensiones de compresión, proveyendo un espacio entre losas, que permita el movimiento del pavimento cuando se expande. Cuando las juntas de contracción están adecuadamente separadas, la necesidad de las juntas de expansión depende, en gran medida, de la temperatura ambiente predominante durante la construcción y de las características de expansión del agregado grueso empleado. El objetivo de este trabajo es...

2. GENERALIDADES

2.1. Juntas de contracción

Las juntas de contracción se ejecutan transversalmente al eje del camino con el objeto de reducir las tensiones de tracción que se producen cuando el hormigón se contrae, ya sea por un enfriamiento de su masa o por pérdida de humedad. Estas juntas también reducen las tensiones longitudinales producidas por las cargas y por el alabeo de las losas. Ejecutadas a distancias adecuadas, permiten controlar la ubicación de las fisuras transversales. La junta debilita la sección transversal del pavimento y ocasiona la aparición de la fisura en un lugar predeterminado, que es la junta misma, Figura 1. Además, la junta de contracción provee el espacio necesario para colocar el sellador, que evita que el agua y materiales extraños ingresen a la junta, entorpezcan su funcionamiento y debiliten la superficie de apoyo del pavimento.



Figura 1. El corte ocasiona la aparición de la fisura en la junta (Taylor P.; et al, 2007)

Figura 2. Junta aserrada demasiado tarde (Taylor P.; et al, 2007)

2.2. El momento oportuno para realizar el aserrado

La técnica del aserrado de juntas en los pavimentos de hormigón ha sido universalmente aceptada como medio para ejecutar los distintos tipos de juntas y controlar la formación de fisuras erráticas, en todo tipo de pavimentos.

Los resultados que se obtengan en el control de aparición de las fisuras erráticas de contracción dependerán, en gran parte, de que las operaciones de aserrado se realicen en el momento oportuno, Figura 2.

El aserrado debe iniciarse tan pronto como sea posible, con el fin de evitar que las fisuras de contracción aparezcan en las losas antes de cortar las ranuras en las cuales se las desea canalizar.

Las operaciones de corte deberán comenzarse tan pronto el hormigón haya endurecido lo suficiente como para evitar que la superficie del pavimento resulte dañada, para que el corte sea nítido, sin roturas ni desprendimientos del hormigón ni del mortero adyacente al corte que se practica, y sin que el agua que se emplea para enfriar el disco cortante perjudique al hormigón. Si al realizar la operación se observase alguno de los inconvenientes indicados, el aserrado deberá suspenderse hasta que pueda realizarse sin dificultades.

Algunos de los factores que influyen sobre el momento preciso de realizar la operación son: el tipo y dureza del agregado grueso, el método de curado, el contenido de cemento del hormigón y la temperatura y demás condiciones climáticas imperantes.

Debe tenerse presente que la contracción por secado del hormigón está directamente vinculada con su contenido unitario de agua y con las condiciones climáticas que puedan favorecer más, o menos, la evaporación del agua libre contenida en su masa.

Mientras más pueda demorarse la evaporación del agua libre más demorará el hormigón en contraerse y más tiempo disponible se tendrá para iniciar las operaciones de corte.

El curado adquiere una importancia fundamental y el empleo de los compuestos líquidos de calidad satisfactoria, que permiten formar membranas impermeables de curado, constituyen una ayuda efectiva para que resulte menos crítico el momento de efectuar el aserrado.

En términos generales puede decirse que el momento preciso de iniciar el aserrado debe determinarse experimentalmente para cada obra y para las condiciones particulares de materiales y de clima correspondientes a la misma en el momento de realizar la operación (Fava A.;Zuker J., 1971).

2.3.La ventana de aserrado

Existe un momento óptimo para aserrar juntas de contracción en los pavimentos de hormigón. Ese momento se produce dentro de la ventana de aserrado, Figura 3.

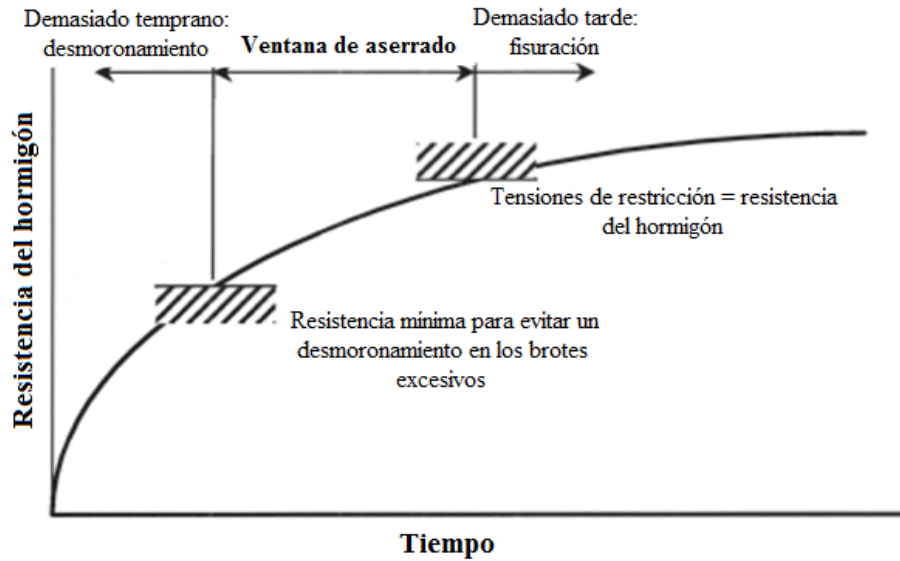


Figura 3. Ventana de aserrado (ACPA, TB016.01P, 2002).

La ventana es un período corto después de la colocación cuando se puede cortar el pavimento de hormigón correctamente y controlar la formación de fisuras.

Comienza cuando la resistencia del hormigón es suficiente para aserrar sin excesivo desmoronamiento en los bordes a lo largo del corte. La ventana de aserrado termina cuando el volumen del hormigón se reduce significativamente (debido a contracción por secado o por temperatura) y la restricción de la contracción induce tensiones de tracción mayores que la resistencia a la tracción del hormigón, es decir, cuando comienza la fisuración aleatoria.

La Figura 4 muestra diferentes grados de desmoronamiento:

a) Desmoronamiento inaceptable: aserrado demasiado pronto



b) Desmoronamiento moderado: aserrado temprano en la ventana



c) Sin desmoronamiento: aserrado más tarde en la ventana



Figura 4. Grados de desmoronamiento en los bordes de la junta causado por el aserrado (Taylor P.; et al, 2007)

Un estudio encontró que el desmoronamiento en los bordes de la junta estaba dentro de límites aceptables cuando la resistencia a compresión del hormigón era de 1.0 MPa a 7.0 MPa, dependiendo del tipo de agregado en la mezcla y considerando contenidos de cemento diferentes, Tabla 1.

El refinamiento de un número de umbral de resistencia específica para ser utilizado en un proyecto puede obtenerse mediante la utilización del principio de madurez del hormigón.

Tabla 1. Resistencia a la compresión cilíndrica necesaria para comenzar el aserrado usando equipo convencional (ACI 325.11R-01, 2001)

Forma del agregado grueso	Dureza del agregado grueso	Contenido de cemento kg/m ³	Corte aceptable (algún desmoronamiento en los bordes) MPa	Corte excelente (casi sin desmoronamiento en los bordes)MPa
Triturado	Blando	300	2.5	3.9
		385	2.2	3.7
		475	1.9	3.4
Triturado	Duro	300	4.9	7.0
		385	4.8	6.8
		475	4.7	6.6
Redondeado	Blando	300	1.4	2.5
		385	1.0	2.1
		475	1.0	1.8
Redondeado	Duro	300	3.3	4.9
		385	3.1	4.8
		475	2.9	4.6

La duración de la ventana de aserrado, al depender de muchos factores, es probable que sea diferente para cada proyecto y para cada jornada de construcción. Ciertas características de diseño, materiales o las condiciones meteorológicas pueden acortar considerablemente la ventana “Tabla 2”.

Tabla 2. Factores que influyen en la ventana de aserrado (ACPA, TB016.01P, 2002)

Categoría	Factor
Mezcla de hormigón	Alta demanda de agua
	Rápida resistencia temprana
	Fraguado retardado
	Agregado fino (finura y granulometría)
	Agregado grueso (tamaño máximo y/o %)
Clima	Repentino descenso de temperatura o chaparrón
	Repentino aumento de temperatura
	Fuertes vientos y baja humedad
	Bajas temperaturas y nublado
	Altas temperaturas y soleado
Base	Alta fricción entre la base y la losa de hormigón
	Adherencia entre la base y la losa de hormigón
	Superficie seca
	Materiales porosos
Miscelánea	Pavimentación contra o entre calles existentes
	Selección del disco cortante de la sierra
	Retraso en el curado

La aplicación del ensayo de madurez del hormigón en obra, Figura 5, permite conocer el desarrollo de la resistencia del hormigón del pavimento en tiempo real. Este conocimiento permite comprender la influencia de las condiciones ambientales en el perfil de resistencia del hormigón y, consecuentemente, en la ventana de aserrado (ACPA, TB016.01P, 2002).



Figura 5. Medidor de madurez del hormigón

3. PROYECTO EN EJECUCIÓN Y RESULTADOS PRELIMINARES

En la actualidad, la determinación del momento adecuado para aserrar juntas de contracción transversales en obra está basada en la experiencia del operador de la sierra y en una prueba simple y subjetiva que consiste en el rayado de la superficie del pavimento. El operador de la sierra generalmente realiza cortes algunas horas después de la finalización del hormigonado, es decir que el aserrado de juntas es más un arte que una ciencia en términos de determinar la ventana de aserrado adecuada para cada obra.

El LEMaC es un Centro de Investigaciones Viales de la Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional La Plata, donde se está trabajando en un proyecto de investigación y desarrollo denominado “Control de la fisuración en pavimentos de hormigón: juntas de contracción”, cuyo objetivo principal es establecer el momento oportuno para realizar el aserrado de juntas de contracción transversales en los pavimentos de hormigón, es decir, determinar la ventana de aserrado para el rango de parámetros medioambientales y materiales empleados habitualmente en la ciudad de La Plata, Provincia de Buenos Aires, República Argentina, y alrededores, mediante la aplicación de técnicas no destructivas tales como madurez y ultrasonido.

El trabajo plantea la determinación del momento adecuado para efectuar el aserrado de juntas partiendo de parámetros obtenidos de la aplicación de ensayos no destructivos que están relacionados con el grado de endurecimiento del hormigón. De esta forma, el comienzo del aserrado ya no dependerá de la subjetividad del operador de la sierra sino que estará subordinado a la resistencia del hormigón medida “*in situ*”.

El tiempo de aserrado es afectado considerablemente por el clima, el diseño de la mezcla de hormigón y el tiempo de fraguado. La ventana de aserrado obtenida en el trabajo, que será válida para los materiales y las condiciones climáticas habituales en la ciudad de La Plata y alrededores, podría ampliarse con experiencias realizadas por otros centros de investigación e integrar en el futuro una red más extensa, que contemple el aserrado de juntas de contracción en diferentes regiones del país, con sus respectivos materiales y climas.

Como primera etapa de este trabajo se desarrolló una metodología que permitió ajustar una dosificación con los materiales locales y en concordancia con los pavimentos urbanos del Partido de La Plata.

Las conclusiones obtenidas del trabajo podrían ser consideradas como punto de partida para el desarrollo de especificaciones referidas a la determinación del momento oportuno para realizar el aserrado de juntas, que incorporen el concepto de la ventana de aserrado y puedan ser incluidas en los pliegos de reparticiones municipales y provinciales.

4. METODOLOGÍA DEL PROYECTO

Se diseñó una mezcla de hormigón apta para pavimentos, de las características y con los materiales empleados habitualmente en el Partido de La Plata, Provincia de Buenos Aires, República Argentina. Como aglomerante se usó un cemento pórtland compuesto con adición de “filler” calcáreo y escoria, con una resistencia de 40 MPa (CPC 40).

Como agregado grueso se empleó piedra partida granítica en dos tamaños (10:30 y 6:20) combinados (40/60 % respectivamente) y como agregado fino, arena silíceo natural (módulo de finura = 1,15) y arena granítica de trituración (0:6) (módulo de finura = 3,36) combinadas (25/75 % respectivamente), Tabla 3. La denominación de los agregados provenientes de la trituración artificial de las rocas, es la empleada habitualmente en corralones, canteras y obras, y corresponde al tamaño mínimo y máximo, expresado en mm, de los trozos que los constituyen.

Tabla 3. Granulometría de los agregados y sus combinaciones

Granulometrías de los agregados utilizados y sus combinaciones (% Pasa)							
Muestras Tamices	Grueso 10:30 Granítico	Grueso 6:20 Granítico	40% (10:30) 60% (6:20)	Fino 0:6 Granítico	Fino Silíceo	75% (0:6) 25% (silíceo)	Curva Total
2”	100	100	100				100
1 1/2 “	100	100	100				100
1”	95	100	98				99
3/4”	30	93	68				82
1/2“	3	43	27				58
3/8“	2	21	13	100	100	100	50
4	2	2	2	94	100	95	42
8	2	1	1	66	100	75	33
16				46	100	59	25
30				28	96	45	19
50				21	78	35	15
100				9	11	10	4

El aditivo usado fue un plastificante, recomendado para el uso en hormigones de pavimentos, con el fin de reducir agua de mezclado manteniendo la trabajabilidad del hormigón.

Se diseñó un hormigón respetando las exigencias establecidas en el Pliego de Especificaciones Técnicas de la Dirección Nacional de Vialidad, Tabla 4.

Tabla 4. Dosificación tipo para el Partido de La Plata

Dosificación de Hormigón para Pavimento	
Material	Peso [kg/m ³]
Agua	160
Cemento CPC 40	360
Piedra Partida Granítica 10:30	425
Piedra Partida Granítica 6:20	638
Arena silíceo	204
Arena de trituración granítica 0:6	611
Aditivo plastificante	0,8
a/c	0,44

Con el fin de poder estimar el momento oportuno para efectuar el aserrado de las juntas en pavimentos confeccionados con el hormigón considerado, se determinó la correlación entre la resistencia a compresión y la velocidad de pulso ultrasónico y la correlación entre la resistencia y la madurez del hormigón.

El medidor de madurez utilizado permitió el cálculo simultáneo de dos valores de madurez diferentes, empleando las expresiones de Nurse-Saúl y de Arrhenius. En el primer caso, se calcula el factor temperatura-tiempo de la forma siguiente:

$$M(t) = \sum(T_a - T_o) \Delta t \quad (1)$$

donde:

M (t) = factor temperatura-tiempo a la edad t (°C.h)

Δt = intervalo de tiempo (h)

T_a = temperatura promedio del hormigón durante el intervalo de tiempo Δt (°C)

T_o = temperatura de referencia (°C)

En el segundo caso, la función empleada permite adquirir la edad equivalente como sigue:

$$t_e = \sum e^{-Q \left(\frac{1}{T_a} - \frac{1}{T_s} \right)} \Delta t \quad (2)$$

donde:

t_e = edad equivalente a la temperatura especificada T_s (h)

Q = energía de activación dividida por la constante universal de los gases (K)

T_a = temperatura promedio del hormigón durante el intervalo de tiempo Δt (K)

T_s = temperatura especificada (K)

Δt = intervalo de tiempo (h)

5.RESULTADOS Y DISCUSIÓN

La Figura 5 muestra los valores de resistencia a compresión - velocidad ultrasónica, obtenidos a las mismas edades. La velocidad ultrasónica fue determinada sobre una probeta prismática aplicando el método de medición indirecta o superficial, colocando los transductores en la misma cara.

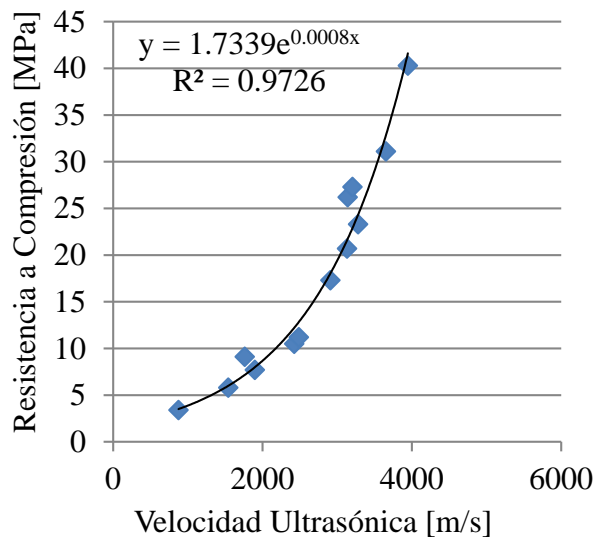


Figura 5. Valores de resistencia a compresión - velocidad ultrasónica.

Esta forma de realizar las mediciones fue utilizada debido a que en los pavimentos generalmente se tiene acceso a una sola cara del hormigón. Se obtuvo una curva de correlación que responde a la ecuación 1:

$$y = 1,7339e^{0,0008x} \quad (3)$$

donde:

y = resistencia a compresión (MPa)

x = velocidad ultrasónica (m/s)

En la Figura 6 se observan las curvas de correlación resistencia a compresión – factor temperatura - tiempo, obtenidas mediante el empleo de dos de los cuatro canales disponibles en el equipo de medición empleado. Las ecuaciones obtenidas son las siguientes (4 y 5):

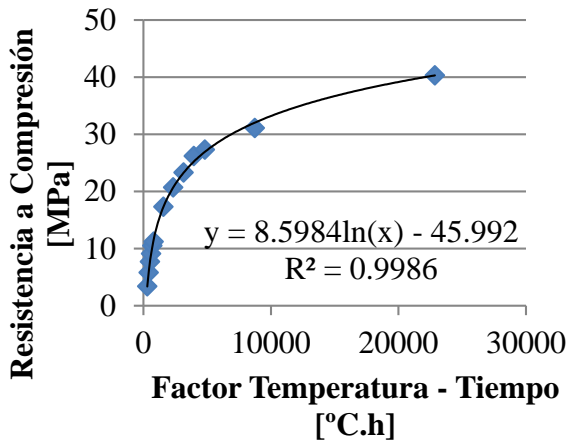
$$y = 8,5984\ln x - 45,992 \quad (4)$$

$$y = 8,5803\ln x - 45625 \quad (5)$$

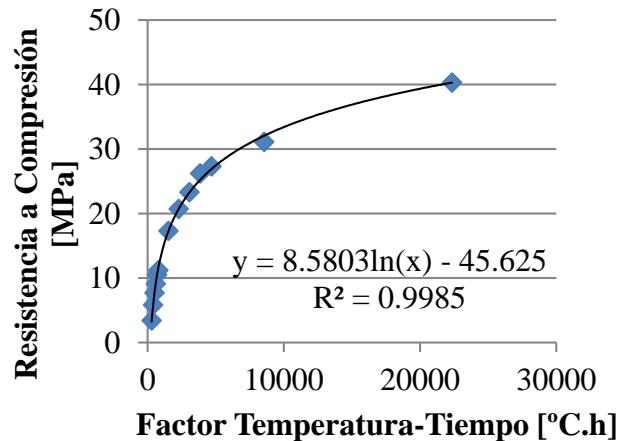
donde:

y = resistencia a compresión (MPa)

x = factor temperatura-tiempo (°C.h)



(a)



(b)

Figura 6. Curvas de correlación resistencia a compresión – factor temperatura – tiempo.

(a) Ecuación 4 y (b) Ecuación 5.

En la Figura 7 se observan las curvas de correlación resistencia a compresión – edad equivalente, obtenidas mediante el empleo de dos de los cuatro canales disponibles en el equipo de medición empleado. Las ecuaciones obtenidas son las siguientes (6 y 7):

$$y = 8,5903\ln x - 17,462 \quad (6)$$

$$y = 8,5445\ln x - 16,829 \quad (7)$$

donde:

y = resistencia a compresión (MPa)

x = edad equivalente (h)

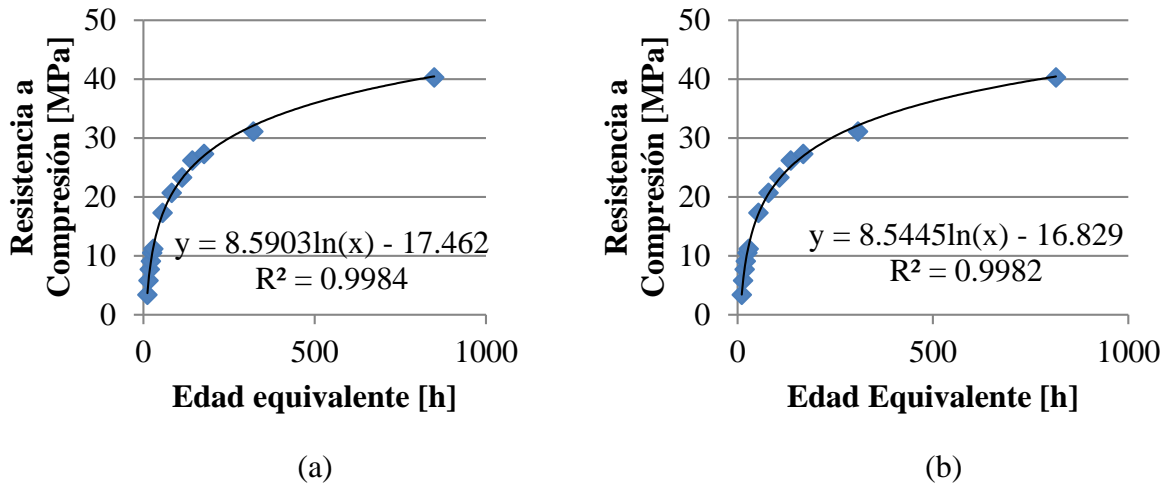


Figura 7. Curvas de correlación resistencia a compresión – edad equivalente.
(a) Ecuación 6 y (b) Ecuación 7.

Considerando en la Tabla 1 la fila correspondiente al hormigón cuyas características más se aproximan al hormigón en estudio, se obtendría un corte aceptable para una resistencia a compresión del hormigón de 4,8 MPa y un corte excelente para una resistencia de 6,8 MPa. Aplicando la ecuación 3, estos valores de resistencia corresponden a valores de la velocidad ultrasónica de 1272,8 m/s y 1708,2 m/s, respectivamente.

Aplicando la ecuación 4, los valores de resistencia considerados corresponden a valores del factor temperatura-tiempo de 367,7°C. h y 463,9 °C. h, respectivamente.

Aplicando la ecuación 6, los valores de resistencia contemplados corresponden a valores de la edad equivalente de 13,4 h y 16,8 h, respectivamente.

Es decir que el aserrado puede realizarse sin inconvenientes cuando los valores determinados sobre el pavimento en construcción, obtenidos a través de los métodos de ultrasonido o madurez, coincidan con los obtenidos en laboratorio mediante la aplicación de las ecuaciones precedentes.

5. CONCLUSIONES

Los métodos utilizados son confiables en este tipo de hormigones y tienen buena reproducibilidad de resultados en las condiciones ensayadas.

Se pueden establecer con confianza anticipadamente, parámetros obtenidos mediante la aplicación de técnicas no destructivas, para controlar la ventana de aserrado en pavimentos urbanos con acopios de materiales controlados.

Se debería realizar un ajuste final con las temperaturas imperantes durante la época del año en que se construye el pavimento.

6. BIBLIOGRAFÍA

ACI 325.11R-01 (2001), “*Accelerated Techniques for Concrete Paving*”.

ACPA, TB016.01P (2002), “*Early Cracking of Concrete Pavements – Causes and Repairs*”, Skokie, Illinois.

ASTM C 1074 (1998), “*Standard Practice for Estimating Concrete Strength by the Maturity Method*”.

Dirección Nacional de Vialidad (1998), “*Pliego de Especificaciones Técnicas Generales*”.

Fava A., Zuker J. (1971), "*Técnicas y Equipos Actuales para el Aserrado de Juntas en los Pavimentos de Hormigón*", VI Simposio del Equipo Vial, Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires, Publicación N° 95: pp. 117 –140.

IRAM 1683 (1990), "*Hormigón de Cemento Portland, Método para Determinar la Velocidad de Pulsos Ultrasónicos*".

Taylor P., et al (2007), "*Integrated Materials and Construction Practices for Concrete Pavement: a State-of-the-Practice Manual*", FHWA Publication No. HIF - 07 – 004.



Revista ALCONPAT

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



eISSN 2007-6835

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

El control de calidad en España y Colombia. Diferencias en su filosofía

V. Alegre¹, M. Cansario²

¹ COTCA S.A, Asistencia Técnica, Patología y Control de Calidad. Web: www.cotca.com.

² COTCA S.A Sucursal Colombia, Consultoría, Interventoría, Asistencia Técnica y Patología.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v3i2.48>

Artículo recibido el 18 de Enero de 2013 y revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 12 de Abril de 2013.

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores se publicará en el primer número del año 2014 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del tercer número del año 2013

RESUMEN

En España el control de calidad en construcción “moderno” nace en la “Instrucción EH-73” y en Colombia actualmente se contempla en la Normativa Sismo Resistente NSR-10 en el Título I: Supervisión técnica. En España en la actualidad es obligatorio el control de certificación de productos y el control de ejecución; existe un protocolo normativo (Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08) para el control de proyecto, obligatorio en edificios de viviendas. En Colombia se denomina supervisión técnica, obligatorio en la construcción de estructuras de edificación cuya área construida, independientemente de su uso sea mayor de 3000 m². Donde no se requiera supervisión técnica, el constructor tiene que realizar los controles de calidad para los materiales estructurales y no estructurales. Se realiza una supervisión técnica, según lo exigido por la normativa para control de planos (proyecto), control de especificaciones, control de materiales, diferentes ensayos de control de calidad y control de ejecución.

Palabras Clave: control de calidad; supervisión técnica; EHE-08 (Instrucción de Hormigón Estructural); NSR-10 (Normativa Sismo Resistente).

ABSTRACT

In Spain the construction "modern" quality control was born in the "Instruction EH-73" and in Colombia it is currently contemplated by the Earthquake Resistant Regulations NSR-10 in Title I: Technical supervision. Nowadays in Spain the product certification control and execution control are compulsory; a regulatory protocol (Structural Concrete Regulations EHE-08) also exists for the control of project required for residential buildings. In Colombia it is called technical supervision, mandatory in the construction of building structures whose construction area is greater than 3000 m², regardless of its use. Where technical supervision is not required, the builder has to perform quality checks for structural materials and nonstructural. Technical supervision is performed as required by the regulations for drawing control (project), specifications control, material control, various quality control tests and execution control.

Keywords: quality control; technical supervision; EHE-08 (Structural Concrete Regulations); NSR-10 (Earthquake Resistant Regulations).

Autor de contacto: Vicente Alegre (vicente@cotca.com)

© 2013 ALCONPAT Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 3, No. 2, Mayo – Agosto 2013, es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A.C., Av. Zammá No. 295 entre 61 y 63 Fraccionamiento Yucalpetén, Mérida, Yucatán, México, C.P. 97248, 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, ISSN 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, Av. Zammá No. 295 entre 61 y 63 Fraccionamiento Yucalpetén, Mérida Yucatán, México, C.P. 97248, fecha de publicación: 30 de mayo de 2013.

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 control de calidad: Orígenes

Desde el momento que empezó a utilizarse el hormigón, a principios del siglo pasado se vio la necesidad de controlar la calidad de las obras construidas con este material. Este control de calidad estaba basado fundamentalmente en el control de materiales, cemento y acero. En España, uno de los pocos factores que daba cierta seguridad, al menos respecto al producto que se utilizaba, era que estas primeras obras se realizaban con patentes. Este hecho daba cierta garantía de calidad al proyecto constructivo.

Sólo en obras de gran envergadura, como puentes o bóvedas, se realizaba un control de ejecución que consistía en pruebas de carga, y que llevaba a cabo la propia dirección de la obra. No existía el control de ejecución de profesionales independientes y externos a la obra.

La evolución del control de calidad en España está relacionada con la normativa que lo contempla. La primera instrucción de hormigón armado data de 1939, aunque en ella no se habla de control de calidad. Es a partir de 1960 cuando comienza a incorporarse el lenguaje técnico a través de la instrucción HA-61. En la siguiente, la EH-68, ya se introducen las normas UNE de ensayos.

Sin embargo, el paso decisivo a nivel internacional, es el que se da con la EH-73. En ella se habla por primera vez del control de calidad no sólo como control de material, sino también de ejecución. Siendo ambos de obligado cumplimiento.

En Colombia, en el año 1984 se desarrolló el decreto 1400 mediante el cual se establecían normas para una construcción sismo resistente en Colombia, en él se implanta la supervisión técnica en estructuras de edificaciones, una supervisión técnica realizada por un profesional, Ingeniero Civil o Arquitecto, debidamente matriculado. Posteriormente, la ley 400 de 1997 establece una supervisión técnica para la verificación de la construcción de la estructura de la edificación, planos, diseños y especificaciones realizadas por el diseñador estructural. Así mismo, que los elementos no estructurales se construyan siguiendo los planos, diseños y especificaciones realizadas por el diseñador de los elementos no estructurales, de acuerdo con el grado de desempeño sísmico requerido. La supervisión técnica puede ser realizada por el interventor, cuando a voluntad del propietario se contrate una interventoría de la construcción

Se puede decir, que en los inicios no había control de calidad de obras, entendido éste como herramienta técnica; es decir no se definía una variable a controlar, ni la norma con que controlarla ni un criterio de aceptación o rechazo. Sin embargo, tanto el profesional que proyectaba la obra como el que la dirigía se sentían *responsables* de ella y trataban de dar una respuesta técnica a los problemas que se planteaban sobre la marcha. El constructor, por su parte, intentaba seguir las indicaciones del proyecto basándose en sus conocimientos y en su experiencia. Esta filosofía de la *responsabilidad* era lo que se acercaba más a un control de calidad, aunque siempre dentro de la propia obra y nunca basándose en juicios de profesionales externos, y por tanto independientes de ella.

Esta colaboración entre los implicados en la obra ha ido creando a lo largo de los años un diálogo sobre los problemas técnicos y es lo que a la larga ha constituido las bases del control de calidad en España y las ventajas de la supervisión técnica en Colombia.

2. EL CONTROL DE CALIDAD EN LA ACTUALIDAD

Desde el punto de vista práctico, lo que incita a la calidad es el hecho de que cuatro ojos ven más que dos (siempre que todos vean), y es necesario que se promocióne el trabajo en equipo, y que dos pares de ojos “independientes” y “técnicos” sean capaces de caracterizar cualquier variable que se considere.

De forma general el control de calidad es el conjunto de actividades destinadas a medir y comprobar que las características del elemento inspeccionado concuerden con los requisitos establecidos. Una empresa que realiza control de calidad se encarga de prestar los servicios adecuados para efectuar un control

técnico con los niveles de calidad requeridos para la realización de proyectos - cimentación, estructura hormigón o metálica, cerramientos, cubiertas, fachadas e instalaciones-.

El control de calidad se realiza en ocasiones como medida preventiva contra el fallo. Cuando no se hace control de calidad, el riesgo es más grande y puede acabar creándose patologías. El coste de la “no calidad” es alto. En el ámbito laboral crea un ambiente positivo de trabajo, constancia, convencimiento, necesidad de una mejora continua, profesionalidad y sentido común.

2.1 España

La normativa actual, Instrucción para Hormigón Estructural EHE-08, tiene un capítulo específico de calidad (Título 8 – Control), comprendido por tres fases:

Control de proyecto, control de materiales y control de ejecución.

En el proyecto de ejecución de cualquier estructura de hormigón se debe incluir un Plan de control de calidad, antes de iniciar el proyecto se analizan las actividades a controlar de acuerdo con el plan de control del proyecto y el plan de obra del constructor.

Existen dos niveles de control de calidad, normal o intenso, diferenciados por porcentajes de elementos a controlar.

Control de proyecto

A realizar por un equipo técnico competente que compruebe los niveles de calidad teóricos y el contraste con la normativa vigente. Título 8, Capítulo 15 EHE-08 y aplicación del Código Técnico de la Edificación – Documento Básico Parte 1 (CTE DB Parte 1). La frecuencia de comprobación, según el nivel de control adoptado, no debe ser menor que el indicado en la tabla 82.2 de la EHE-08.

Tabla 1. Tabla 82.2 frecuencia de comprobación - Proyecto

Tipo de elemento	Nivel de control		Observaciones
	normal	intenso	
Zapatas	10%	20%	Al menos 3 zapatas
Losas de cimentación	10%	20%	Al menos 3 recuadros
Encepados	10%	20%	Al menos 3 encepados
Pilotes	10%	20%	Al menos 3 pilotes
Muros de contención	10%	20%	Al menos 3 secciones diferentes
Muros de sótano	10%	20%	Al menos 3 secciones diferentes
Estribos	10%	20%	Al menos 1 de cada tipo
Pilares y pilas de puente	15%	30%	Mínimo 3 tramos
Muros portantes	10%	20%	Mínimo 3 tramos
Jácnas	10%	20%	Mínimo 3 jácnas de al menos dos vanos
Zunchos	10%	20%	Mínimo dos zunchos
Tableros	10%	20%	Mínimo dos vanos
Arcos y bóvedas	10%	20%	Mínimo un tramo
Brochales	10%	20%	Mínimo 3 brochales
Escaleras	10%	20%	Al menos dos tramos
Losas	15%	30%	Al menos 3 recuadros
Forjados unidireccionales	15%	30%	Al menos 3 paños
Elementos singulares	15%	30%	Al menos 1 por tipo

La entidad de control entrega a la Propiedad un informe escrito y firmado por persona física, ésta tomará decisiones previas a la licitación o, a la ejecución de las obras.

Control de materiales

Consiste en identificar los diferentes materiales utilizados en el montaje del elemento a revisar (identificación del fabricante y la calidad del acero suministrado, identificación del tipo de viguetas suministradas por el fabricante, dimensiones de la obra de fábrica de ladrillo utilizado e identificación del fabricante, etc).

Debe estar conforme con las directrices del proyecto ejecutivo y con el desarrollo tecnológico. Capítulo 16 EHE-08. Consiste en:

- Contraste de las especificaciones técnicas, controles, ensayos y criterios de aceptación con los que quede cerrado el ciclo técnico.
- Documentación técnica, certificados, sellos, marcas de los productos y materiales, contrastada con el acopio de materiales que accede a la obra.



Figura 1. Ensayos control de materiales

Control de ejecución de la obra

Consiste en verificar la puesta en obra del elemento a revisar. Dicha revisión se realiza conforme con los conceptos que se citan en las normas y con la Documentación Técnica de Proyecto.

Debe seguir y respetar el proyecto ejecutivo, el desarrollo evolutivo tecnológico y la normativa vigente. Capítulo 17 EHE-08 – CTE DB. Consiste en:

- Contraste de la documentación técnica con la realidad de la obra.
- Medición de tolerancias y valoración de resultados.
- Detección de incompatibilidades.
- Presentación de mecanismos de actuación válidos para subsanar los defectos detectados.

El programa de control de calidad valorado anteriormente para cada obra, debe estar dividido en lotes de ejecución, según lo descrito en la tabla 92.4 de la EHE-08. Asimismo la tabla 92.5 de la instrucción describe los procesos y actividades de ejecución, de acuerdo con los tamaños de lotes en los que se halla dividido la obra. De igual forma la tabla 92.6 de la instrucción complementa las dos tablas anteriores dando el número máximo de inspecciones a realizar por cada lote, para cada uno de los diferentes controles (normal e Intenso)

Tabla 2. Tabla 92.4 EHE-08 - Ejecución

Tipo de obra	Elementos de cimentación	Elementos horizontales	Otros elementos
Edificios	<ul style="list-style-type: none"> - Zapatas, pilotes y encepados correspondientes a 250 m² de superficie - 50 m de pantallas 	<ul style="list-style-type: none"> - Vigas y Forjados correspondientes a 250 m² de planta 	<ul style="list-style-type: none"> - Vigas y pilares correspondientes a 500 m² de superficie, sin rebasar las dos plantas - Muros de contención correspondientes a 50 ml, sin superar ocho puestas - Pilares “in situ” correspondientes a 250 m² de forjado
Tipo de obra	Elementos de cimentación	Elementos horizontales	Otros elementos
Puentes	<ul style="list-style-type: none"> - Zapatas, pilotes y encepados correspondientes a 500 m² de superficie, sin rebasar tres cimentaciones - 50 m de pantallas 	<ul style="list-style-type: none"> - 500 m³ de tablero sin rebasar los 30 m lineales, ni un tramo o una dovela 	<ul style="list-style-type: none"> - 200 m³ de pilas, sin rebasar los 10 m de longitud de pila, - dos estribos
Chimeneas, torres, depósitos	<ul style="list-style-type: none"> - Zapatas, pilotes y encepados correspondientes a 250 m² de superficie - 50 m de pantallas 	<ul style="list-style-type: none"> - Elementos horizontales correspondientes a 250 m² 	<ul style="list-style-type: none"> - Alzados correspondientes a 500 m² de superficie o a 10 m de altura

2.2 Colombia

El título I del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, habla de forma específica de la supervisión técnica y los controles mínimos que deben realizarse en obra de edificación. El supervisor técnico lleva a cabo una labor de seguimiento en obra mediante un registro escrito de las actividades realizadas. Al final de la misma entrega un documento con toda la información recopilada además de los planos Record al propietario y al constructor.

El supervisor técnico debe aprobar el programa de control de calidad propuesto por el constructor, aprobar el laboratorio que realiza los ensayos, procesos constructivos, revisar y controlar que la ejecución se realice conforme al proyecto.

El control se divide en 6 tipos: control de planos, control de especificaciones, control de materiales, ensayos y control de ejecución.

Control de planos

Se constatan todas las especificaciones e indicaciones para poder realizar el proyecto.

Control de especificaciones

Se verifica el cumplimiento de la normativa vigente con respecto al proyecto, en cada uno de los materiales utilizados y todas las especificaciones de los diseñadores.

Control de materiales - Ensayos

Se exige la construcción de la estructura con los materiales especificados en el proyecto. Asimismo el laboratorio elegido debe cumplir con todas las disposiciones legales para la realización de los ensayos. La tabla I.2.4-1 de la NSR-10 especifica los requisitos para el control de materiales.

Ensayos de control de calidad – Conformidad de las normas

En éste de definen la frecuencia de la toma de muestras, numero de ensayos, se interpretaran los resultados de los ensayos realizados y la conformidad de los mismos con las normativas técnicas exigidas para cada uno de ellos. La tabla I.2.4-2 de la NSR-10 especifica los requisitos para los ensayos de control de calidad.

Control de ejecución

El supervisor deberá inspeccionar y controlar la ejecución de la obra incluyendo una serie de procesos mínimos que especifica la norma como: replanteo, dimensionado, formaletas, acero de refuerzo, colocación del concreto, muros de mampostería, elementos prefabricados, estructura metálica, soldaduras, pernos, etc. Asimismo velar por cumplir con los requisitos dados en la tabla I.2.4-3 NSR-10 de ejecución de la construcción.

Para llevar a cabo la supervisión técnica de acuerdo al reglamento, existen dos grados de supervisión técnica dependiendo de las características de la construcción Grado A: supervisión técnica continua y Grado B: supervisión técnica itinerante. La tabla I.4.3-2 del reglamento, muestra los controles a realizar por el supervisor, dependiendo del grado de supervisión técnica elegido. Por otra parte, el reglamento establece un grado de supervisión técnica recomendado según lo especificado en la tabla I.4.3-1 NSR-10, depende del área de la construcción, el material empleado para el sistema estructural resistente al sismo y el uso de la construcción.

Tabla 3. Tabla I.4.3-1 NSR-10 – Grado de supervisión técnica recomendado

Material Estructural	Área Construida (5)	Control de calidad realizado por el constructor	A Supervisión Técnica Itinerante	B Supervisión Técnica Continua
Concreto Estructural, Estructura Metálica y Madera	menos de 3000 m ²	Grupos de Uso I y II	Grupos de Uso III y IV	
	entre 3000 m ² y 6000 m ²		Grupos de Uso I y II	Grupos de Uso III y IV
	más de 6000 m ²			
Mampostería	menos de 3000 m ²	Grupos de Uso I y II	Grupos de Uso III y IV	
	entre 3000 m ² y 6000 m ²			Grupos de Uso I, II, III y IV
	más de 6000 m ²			Grupos de Uso I, II, III y IV

3. CONCLUSIONES

El control de calidad se resume en la inspección del producto a través del cual se puede medir la calidad real, compararla con las normas y actuar en consecuencia sobre las diferencias existentes, estableciendo criterios de aceptación o rechazo.

Las principales diferencias conceptuales entre España y Colombia en materia de control de calidad son:

En España, en lo referente al control de proyecto, la instrucción de hormigón ya incluye un anejo para su desarrollo, pero no se obliga a su realización, salvo en el caso de edificios de viviendas en lo que se ciñe a la estructura, porque lo obliga la LOE (Ley Orgánica de la Edificación. 2000).

En cuanto al control de materiales es preceptivo, y se está buscando la posibilidad de hablar de certificado de conformidad de los productos, para que la garantía del fabricante minimice el control de recepción.

El control de ejecución es obligatorio, pero en la práctica no se lleva a cabo, lo realiza la Dirección Facultativa cuando está concienciada, pero a menudo falta el apoyo de dos ojos técnicos independientes, que “controlen la calidad” de la obra a la luz de la Normativa.

En Colombia se tiene regularizado a través del Título I del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, todo lo especificado al control de calidad se resume en este capítulo denominado Supervisión técnica.

Se entiende como de obligado cumplimiento en todos los aspectos, control de planos, control de especificaciones, control de materiales, control de calidad, control de ejecución y elementos no estructurales. Sin embargo algo que da una limitante al reglamento, es la posibilidad de realizar, por el mismo interventor, la supervisión técnica en cuanto a ejecución, además de especificar que en aquellos casos en los cuales no sea exigible realizar una supervisión técnica, el mismo constructor puede realizar dichos controles.

Algo similar ocurre en España, se da libertad a la Dirección facultativa para se contrate o no un agente externo que realice el control de ejecución o sea realizado por ellos mismos. Esto le resta importancia al control de calidad y a la supervisión técnica, ya que no se puede ser arte y parte de un mismo proyecto. De forma general, el control de calidad en España y la Supervisión técnica en Colombia está confiado directamente al buen sentido, conocimientos técnicos y experiencia práctica de los profesionales, fundamentales para lograr un nivel de calidad previsto. Pues no siempre los defectos que puedan presentarse se detectarán, como no se haya considerado la posibilidad de su presencia.

4. BIBLIOGRAFÍA

Instrucción de Hormigón Estructural, EHE-08, Capítulo 14: Control. Gobierno de España. Ministerio de Fomento.

Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 Título I – Supervisión Técnica. Comisión asesora permanente para el régimen de construcciones sismo resistentes.



Caracterización de propiedades físico-mecánicas de rocas ígneas utilizadas en obras de infraestructura

M. Navarrete¹, W. Martínez^{1,2}, E. Alonso^{1,2,3}, C. Lara², A. Bedolla³, H. Chávez¹, D. Delgado⁴, J. C. Arteaga⁴

¹Maestría en Infraestructura del Transporte en la Rama de las Vías Terrestres, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Morelia, Michoacán, México 58040.

²Departamento de Materiales, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Morelia, Michoacán, México, 58070.

³Facultad de Arquitectura, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Morelia, Michoacán, México, 58070

⁴Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma del Estado de México, Toluca, México, 50100.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v3i2.49>

Artículo recibido el 07 de Marzo de 2013, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 16 de Mayo de 2013. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el primer número del año 2014 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del tercer número del año 2013

© 2013 ALCONPAT Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 3, No. 2, Mayo - Agosto 2013, es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A.C., Av. Zamná No. 295 entre 61 y 63 Fraccionamiento Yucalpetén, Mérida, Yucatán, México, C.P. 97248, 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, ISSN 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, Av. Zamná No. 295 entre 61 y 63 Fraccionamiento Yucalpetén, Mérida Yucatán, México, C.P. 97248, fecha de publicación: 30 de mayo de 2013.

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

Los materiales pétreos se emplean actualmente en casi todos los procesos edificatorios y debido a esto se les realizan diferentes pruebas, pudiendo ser tanto físicas como mecánicas; en éstas, el ensayo de carga puntual normado por ASTM D 5731, describe el empleo del equipo Point Load para determinar la resistencia mecánica en rocas no labradas, con tamaño aproximado de 4 pulgadas de diámetro, determinándose características mecánicas con alta confiabilidad y facilidad; es método económico porque el equipo se puede llevar al sitio o (banco) cantera, no siendo necesario labrar los especímenes. Si además se realizan pruebas físicas como humedad actual, absorción, densidad y gravedad específica, estos resultados ayudan a conocer mejor el comportamiento mecánico de los materiales pétreos, pudiéndose lograr beneficios económicos reflejados en la elaboración del concreto, tanto hidráulico como asfáltico. En este trabajo también se comparan las propiedades físicas y mecánicas de los bancos de materiales de la región de Morelia, Michoacán, México.

Palabras Clave: materiales pétreos; point load; muestra no labrada.

ABSTRACT

Stone materials are currently used in almost all building processes and because of this they perform different tests can be both physical and mechanical, in these, the load test regulated by ASTM D 5731, describes the use of the instrument Point Load to determine the mechanical strength unheewn rocks, with approximate size of 4 inches in diameter, determining mechanical properties with high reliability and ease, it is economical method because the team can take the site or (bank) quarry, not necessary till the specimens. If further tests are physical and current humidity, absorption, density, specific gravity, these results help to better understand the mechanical behavior of the stone, being able to achieve an economy, as in the preparation of concrete, hydraulically and asphalt. This paper also compares the physical and mechanical properties of materials banks in the region of Morelia, Michoacan, Mexico

Keywords: stone materials; point load; sample worked.

Autor de contacto: M. A. Navarrete Seras (markns_21@yahoo.com.mx)

1. INTRODUCCIÓN

Las rocas son agregados naturales duros y compactos de partículas minerales con fuertes uniones cohesivas permanentes, que habitualmente se consideran un sistema continuo. La proporción de diferentes minerales, la estructura granular, la textura y el origen de la roca sirven para su clasificación geológica" (González, 2002). Siempre se ha utilizado la roca en las construcciones civiles las cuales constan de superestructura y subestructura (o cimentación); ésta última transmite las cargas de la estructura al suelo de desplante. Para proyectar y construir la subestructura o cimentación, es necesario conocer las propiedades de los materiales que serán empleados, ya sea que las dimensiones de la cimentación están directamente relacionadas con las propiedades de los pétreos y el suelo, así que tal conocimiento es crucial para cualquier construcción.

A comienzos de los años 70 del siglo XX, el Colegio Imperial de Londres, desarrolló un equipo hidráulico portátil para medir la Resistencia de las Rocas Bajo Carga Puntual (I_s), parámetro que está totalmente correlacionado con la Resistencia a la Compresión Uniaxial Simple. Esta prueba se puede realizar en fragmentos irregulares o regulares de rocas, ya sea en especímenes cilíndricos aplicada en forma diametral y axial o en especímenes en forma de paralelepípedo. Para cualquier elección de la forma que tenga la roca, sobre testigos de 50 mm de diámetro, la resistencia se calcula con la siguiente expresión:

$$I_s = \frac{P * 1000}{D_e^2} \quad (1)$$

Donde:

I_s = Índice de carga puntual, sin corregir (MPa)

P = Carga de rotura (kN)

D_e = Distancia entre los puntas cónicas de carga (mm)

Franklin et al (1971), propusieron clasificar los macizos rocosos mediante el empleo de dos parámetros: el Índice de Resistencia Bajo Carga Puntual (I_s), y el Índice de Espaciamiento entre Fracturas (If), el cual no se tratará en este trabajo.

El índice de carga puntual proporciona una valoración útil de resistencia mecánica, en particular de la compresión uniaxial de rocas sanas sin daños, la cual se deberá corregir en función de las dimensiones reales que tengan los especímenes a analizar. Algunos autores han propuesto métodos de correlación entre el índice de carga puntual (I_s) y la Resistencia mecánica a compresión de las rocas (σ) (Broch y Franklin, 1972, Akram M. y Bakar 2007, Singh et al. 2012).

La relación entre σ y I_s para núcleos de 50mm de diámetro es de 24, que es una constante definida como K entre ambos parámetros, con lo que se llega a la siguiente expresión (Broch y Franklin, 1972):

$$\sigma = K I_s \quad (2)$$

El valor de K fue posteriormente corroborado por Bieniawski (1975), utilizando núcleos con diámetro de 54 mm NX (diámetro de broca) en muestras de arenisca, cuarcita y norita. En este trabajo se utilizará dicha constante, en tanto se determine una propia para los tipos de roca en estudio.

La ciudad de Morelia, Michoacán, México se encuentra localizada en el Sistema Neovolcánico Transversal Mexicano, con una concentración alta de conos de trefa jóvenes, entre ellos el Jorullo y el Parícutin, lo que ha dado lugar a innumerables formaciones de bancos de materiales de construcción de origen ígneo en las cercanías de la región de Morelia; por tal motivo, la caracterización de los mismos permite a los ingenieros de diseño conocer las características mecánicas de las rocas presentes en los depósitos de material, entre las que destacan el valor de la resistencia a compresión, grado de absorción, entre otras. Con esta información es posible generar correlaciones entre distintas propiedades y poder inferir el posible comportamiento mecánico dentro de las mamposterías, y seleccionar aquel banco de material que cumpla con la normativa, utilizando un método confiable para estimar σ como es el Point Load. Con este equipo la prueba se puede realizar en el sitio y además en fragmentos de forma geométrica irregular, lo cual reduce los costos y el tiempo en preparar muestras con geometrías regulares para conocer su resistencia (Yagiz, 2013).

2. DESARROLLO

En el presente trabajo, se determinaron las propiedades ingenieriles de las rocas bajo estudio, procedentes de algunos yacimientos de materiales de construcción más representativos de la región, estas propiedades constan de: resistencia a compresión simple mediante el ensayo de carga puntual o point load, porcentaje de humedad actual, porcentaje de absorción, densidad por medio de picnómetro, densidad aparente o gravedad específica, ensayo de absorción capilar; este tipo de información es altamente empleada en el diseño estructuras de mampostería natural, así como en la dosificación de mezclas de concreto hidráulico y asfáltico.

2.1 Ensayo de carga puntual (Point Load) (ASTM D 5731-05).

En este trabajo se realizó la prueba de carga puntual en muestras de geometría irregular. El objetivo es determinar la resistencia mecánica a compresión de la roca al someterla a una carga puntual que se aplica mediante un par de piezas cónicas. Es una prueba de índice y el valor obtenido de este modo está destinado a ser utilizado para clasificar y caracterizar la roca.

El índice de carga puntual sin corregir se calcula con la ecuación 3:

$$I_s = \frac{P * 1000}{D_e^2} \quad (3)$$

Dónde:

P = Carga aplicada en kN.

D_e = Diámetro del núcleo equivalente, mm (ver figura 1).

I_s = Índice de carga puntual, MPa.

Se toman las dimensiones de los fragmentos los cuales deben cumplir con las prescripciones que se indican en la norma. La razón $0.3 < D / W < 1$ que de preferencia quede cerca de 1. La distancia $L > 0.5W$ (L distancia del extremo de la roca a las puntas cónicas) y se conoce el W , como se muestra en la figura 1.

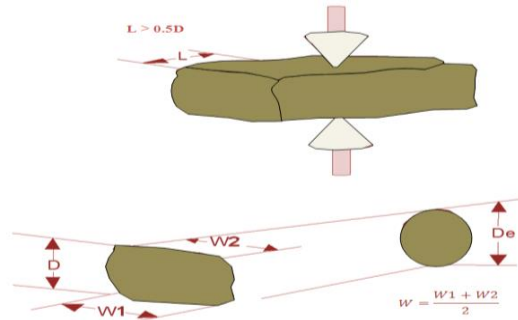


Figura 1. Determinación de las dimensiones de los fragmentos irregulares (ASTM D 5731-05).

Para fragmentos irregulares el diámetro equivalente se calcula con la ecuación 4:

$$D_e^2 = \frac{4A}{\pi} \quad (4)$$

Donde $A = WD = \text{Área transversal mínima paralela a la dirección de la carga en mm}^2$.

El índice de resistencia a la carga puntual corregido, $I_{s(50)}$, de una muestra de roca se define como el valor de I_s que se ha medido por una prueba diametral con $D = 50$ mm.

Cuando una clasificación de roca es esencial, el método más fiable para obtener $I_{s(50)}$ es llevar a cabo las pruebas con diámetros de $D = 50$ mm o muy cercanos a dicho valor, por ejemplo, en el caso de las prueba diametral NX (diámetro de la broca), el diámetro del núcleo es igual 54 mm y la corrección de tamaño a D igual a 50 mm no es necesario. La mayoría de las pruebas de carga puntual, son llevadas a cabo utilizando tamaños de muestras diferentes al diámetro mencionado.

Para la corrección de tamaño se utiliza la ecuación 5:

$$I_{s(50)} = FxI_s \quad (5)$$

Donde F es el factor de corrección por tamaño y se realiza mediante la ecuación 6:

$$F = \left(\frac{D_e}{50} \right)^{0.45} \quad (6)$$

Para las pruebas realizadas en muestras cercanas al estándar de 50 mm de diámetro, la corrección se realiza mediante el uso de la ecuación 7:

$$F = \sqrt{\left(\frac{D_e}{50} \right)} \quad (7)$$

La resistencia a la compresión uniaxial δ_{uc} puede obtenerse mediante el uso de la figura 2 o utilizando la ecuación 8:

$$\sigma = kI_{s(50)} \quad (8)$$

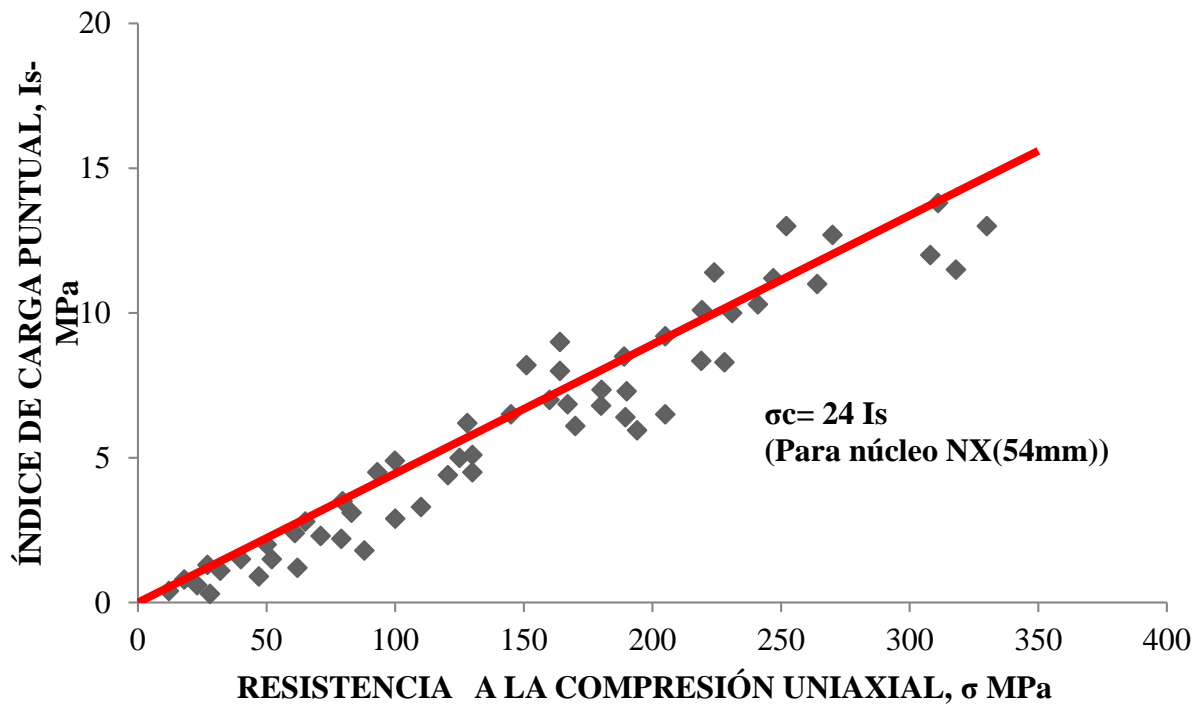


Figura 2. Relación entre la resistencia a la compresión uniaxial y el índice de carga puntual (ASTM D5731-05). Resistencia a la compresión uniaxial de 125 pruebas en Piedra Arenisca, Cuarcita, Marikana, Norita y Belfast Norite.

De acuerdo a la figura 2, tomada de ASTM D5731-05, el valor de la constante K es igual a 24:

$$\sigma = (K)I_{s(50)} = 24I_{s(50)} \quad (9)$$

σ = Resistencia a la Compresión Uniaxial

2.2 Porcentaje de humedad actual (ASTM C 127-04)

El objetivo de esta prueba es determinar el contenido de humedad que presenta una roca en estado natural; el cual es un indicador del contenido de agua acumulado en el agregado ya sea por las condiciones del banco, de la humedad del ambiente, de poros interconectados, etc.

El procedimiento consiste en muestrear el banco de materiales, numerar las muestras y pesar cada una de ellas, secándose en el horno a una temperatura de $110\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 10\text{ }^{\circ}\text{C}$ durante 24 horas; posteriormente las muestras se retiran del horno y se dejan enfriar hasta la temperatura ambiente, se determina el peso (Navarro L., 2011).

El valor de este parámetro se determina empleando la ecuación 10.

$$\% \text{ Humedad Actual} = \frac{P_i - P_f}{P_f} 100 \quad (10)$$

Dónde:

P_i = Peso inicial de la muestra, en g.

P_f = Peso final de la muestra, en g.

Se determina un promedio de las muestras representativas de las rocas.

2.3 Porcentaje de absorción (ASTM C 127-04).

De acuerdo con ASTM C127, el contenido de humedad puede entenderse como el incremento de la masa de un agregado, debido a la penetración de agua dentro de los poros de la partícula durante un periodo establecido de tiempo, sin considerar el agua adherida a las paredes externas de dicha partícula; el porcentaje de humedad se expresa como una fracción de la masa seca de la roca.

El procedimiento para la realización de esta prueba consiste en secar las muestras en horno, a una temperatura de $100 \text{ }^\circ\text{C} \pm 10 \text{ }^\circ\text{C}$ durante 24 horas, posteriormente se dejan enfriar para pesarlas (p_s = peso seco), una vez hecho esto las muestras se saturan en un recipiente con agua durante 24 horas como mínimo; transcurrido este tiempo, las muestras se retiran del agua y se secan superficialmente con un lienzo o paño absorbente y se pesan (p_h = peso húmedo). El porcentaje de absorción se determina por medio de la ecuación 11:

$$\% \text{ De humedad de absorción} = \frac{P_h - P_s}{P_s} 100 \quad (11)$$

Dónde:

P_h = peso húmedo de la muestra, en g.

P_s = peso seco de la muestra, en g.

Se calcula el promedio para aproximarse a la humedad real de la muestra.

2.4 Densidad por medio del picnómetro

Como su nombre lo indica, esta prueba se emplea para determinar la densidad de la roca; las muestras a caracterizar se enumeran para identificarlas, se dejan saturar en el agua durante un periodo de 24 horas, después se procede a secar superficialmente y registrar su peso húmedo (W en gramos), una vez determinado este valor se llena con agua el picnómetro (aparato que sirve para medir el volumen de agua desalojado por el material sólido equivalente al volumen del mismo, tal como grava y arena), colocando dentro de éste la muestra de roca. El volumen de agua desalojado (V en cm^3) es cuantificado con una probeta (Navarro L., 2011), la densidad se determina por medio de la ecuación 12:

$$D = \frac{W}{V} \quad (12)$$

Dónde:

D = Densidad de la muestra, g/cm^3 .

W = Peso de la muestra, g.

V = Volumen de agua desalojado por la muestra de roca, cm^3 .

2.5 Densidad Aparente o Gravedad Específica (ASTMC 127-04).

La densidad relativa (gravedad específica), es la relación de la densidad de un material con respecto a la densidad del agua destilada a una temperatura estandarizada, por lo anterior los valores de esta propiedad son adimensionales.

El procedimiento consiste en secar las muestras en el horno a una temperatura de $100\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 10\text{ }^{\circ}\text{C}$ durante 24 horas, dejar enfriar y pesar (p_s =peso seco), poner a saturar en agua durante 24 horas; una vez transcurrido este período de tiempo se determina el peso superficial seco (p_{ss}), finalmente la muestra se coloca en la canastilla adaptada en la báscula y se sumerge, obteniéndose el peso sumergido o peso en agua (p_a) (Navarro L., 2011). La Gravedad Específica se determina empleando la ecuación 13:

$$G.E = \frac{P_s}{P_{ss} - P_a} \quad (13)$$

Dónde:

P_s = peso seco de la muestra, en g.

P_{ss} = peso superficial seco de la muestra, en g.

P_a = peso sumergido de la muestra, en g.

Se calcula el promedio para aproximarse a la humedad real de la muestra

2.6 Ensayo de Absorción Capilar (Carpio J. J. y miembros de la Red DURAR, 1998).

El movimiento vertical del agua a través de un material rocoso (ascensión capilar) se fundamenta en la presión de succión. Un material poroso, puesto en contacto con una película de agua, es capaz de succionar agua con una presión que es inversamente proporcional al tamaño de los capilares. La altura alcanzada será tanto mayor cuanto menor sea el diámetro de los conductos entre los poros y dependerá, en primera instancia y para una evaporación dada, del rango de distribución de tamaño de los poros. Así pues, las rocas con mayor proporción de microporos serán las que, en general, exhiban mayores alturas o coeficientes de penetración capilar (Esbert, R. M., 1997). La propuesta de la metodología de ensayo lo describe Göran Fagerlund y cuantifica la cinética de la absorción capilar de morteros y concretos a través de tres coeficientes:

m .- Resistencia a la penetración del agua.

K .- Coeficiente de absorción capilar.

E_o .-Porosidad efectiva.

El ensayo se realiza en especímenes de espesor $H \leq 50$ mm, luego de un pre-acondicionamiento de secado a $50\text{ }^{\circ}\text{C}$ por 48 horas hasta peso constante y posteriormente un enfriamiento.

Luego de registrar su peso inicial W_o , la muestra es colocada sobre una esponja húmeda en el interior de un recipiente de fondo plano con un tirante de agua de solo 3 mm por encima de la parte inferior de la probeta de ensayo. Se recomienda previamente cubrir con resina o parafina las áreas laterales del espécimen, para garantizar que la muestra solo absorba agua por la parte inferior, a lo largo del ensayo es necesario mantener cubierto el recipiente para evitar evaporación. El cambio de peso ($W_t - W_o$) de la probeta por unidad de área expuesta del espécimen (A) se registra a intervalos de tiempo de 1/12, 1/6, 1/4, 1/2, 1, 2, 3, 4, 6, 24, 48... horas.

Los coeficientes se calculan en base en las ecuaciones (14, 15 y 16):

$$m = \frac{t}{z^2} \left(\frac{s}{m^2} \right) \quad (14)$$

Dónde: z representa la profundidad de penetración del agua al tiempo t .

$$k = \frac{(w_t - w_o) / A}{\sqrt{t}} \left(\frac{kg}{m^2 s^{1/2}} \right) \quad (15)$$

k es evaluada como la pendiente de la región lineal al graficar $(W_t - W_o)/A$ en función de \sqrt{t} . El coeficiente k puede ser determinado calculando el tiempo requerido para que el agua ascienda a la cara superior de la probeta, es decir, cuando $z=H$ (Carpio J. J. y miembros de la Red DURAR, 1998). Con la anterior información la Succión Capilar, se calcula como:

$$S = \frac{1}{\sqrt{m}} \left(\frac{mm}{h^{1/2}} \right) \text{ o } \left(\frac{kg}{m^2 s^{1/2}} \right) \quad (16)$$

3. RESULTADOS Y ANÁLISIS

Las Tablas 1 a 4 muestran los resultados promedio de las diferentes pruebas físicas, que se le realizaron a las muestras así como la prueba de carga puntual (Point Load). Se analizaron materiales de diez bancos.

Tabla 1. Resultados de % de humedad actual, % de humedad de absorción, gravedad específica, densidad y carga puntual como un promedio de 35 fragmentos irregulares por banco.

NOMBRE	%H. A.	%H. ABS.	G. E.	D (g/cm ³)	$I_{s(50)}$ (Mpa)	σ (MPa)
CERRITOS (C)	0.22	5.00	1.70	1.70	2.27	54.48
HURAMBA(H)	0.24	4.01	1.70	1.93	3.27	78.48
JOYITAS (J)	1.49	5.40	1.80	1.80	3.29	78.96
COMANJA (CO)	1.06	5.08	1.91	2.09	3.56	85.44
CUENEMBO(U)	0.15	5.80	2.00	2.00	2.43	58.32
TIGRE(T)	0.19	5.90	1.70	1.70	1.82	43.68
MASKUTAN(K)	0.80	15.82	1.31	1.49	1.68	40.32
MELÓN(M)	0.60	15.00	1.50	1.60	1.71	41.04
AGC(G)	2.99	1.26	2.57	2.64	3.77	90.48
EL COLEGIO(S)	0.83	0.83	2.63	2.61	4.33	103.92

Tabla 2. Resultados de % de humedad actual, % de humedad de absorción, gravedad específica, densidad y carga puntual, como un promedio de 12 fragmentos irregulares por banco.

NOMBRE	%H. A.	%H. ABS.	G. E.	D (g/cm ³)	<i>I_{s(50)}</i> (Mpa)	σ (MPa)
CERRITOS (C)	0.09	6.87	1.47	1.45	2.27	54.48
HURAMBA(H)	0.31	4.63	1.71	1.70	3.27	78.48
JOYITAS (J)	0.51	2.76	1.58	1.60	3.29	78.96
COMANJA (CO)	1.71	2.81	1.65	1.71	3.56	85.44
CUENEMBO(U)	0.20	7.87	1.58	1.71	2.43	58.32
TIGRE(T)	2.06	4.49	1.42	1.46	3.64	87.36
MASKUTAN(K)	0.23	9.25	1.40	1.60	2.54	60.96
MELÓN(M)	0.42	2.82	1.75	1.77	3.82	91.68
AGC(G)	1.82	1.86	2.51	2.57	3.82	91.68
EL COLEGIO(S)	0.68	1.00	2.54	2.61	3.37	80.88

Tabla 3. Resultados de % de humedad actual, % de humedad de absorción, gravedad específica y densidad, como un promedio de 12 cubos de 5cm de arista por banco.

NOMBRE	%H. A.	%H. ABS.	G. E.	D (g/cm ³)
CERRITOS (C)	0.15	6.62	1.46	1.53
HURAMBA(H)	0.29	2.69	1.63	1.68
JOYITAS (J)	0.68	3.31	1.45	1.49
COMANJA (CO)	1.71	2.99	1.61	1.71
CUENEMBO(U)	0.23	5.15	1.65	1.72
TIGRE(T)	1.58	4.65	1.35	1.44
MASKUTAN(K)	0.27	9.42	1.46	1.58
MELÓN(M)	0.56	2.69	1.73	1.73
AGC(G)	2.02	1.51	2.52	2.51
EL COLEGIO (S)	0.86	0.88	2.59	2.62

En una primera etapa de esta investigación se realizaron pruebas a 350 fragmentos irregulares es decir 35 por cada banco (Tabla 1). En la segunda etapa de la investigación se obtuvieron 12 fragmentos irregulares (Tabla 2) y 12 cubos de 5 cm de arista extraídos de bloques de rocas que se obtuvieron en cada uno de los bancos de materiales (Tabla 3).

El porcentaje de humedad actual es un indicativo de la cantidad de humedad que tiene una muestra en el sitio, el cual se ve afectado al momento de labrar los especímenes como en este caso en particular en la elaboración de los cubos.

En las Tablas 1 y 2 correspondientes a resultados obtenidos para fragmentos irregulares, se observa que tanto la densidad como la gravedad específica presentan ligeras variaciones de entre 1 a 2 g/cm³ para rocas volcánicas, y para material pétreo triturado de entre 2 a 3 g/cm³. En cuanto a la gravedad específica se encuentran en el mismo rango de variación.

La Tabla 3 correspondiente a resultados de los cubos, muestra que las cuantificaciones en rocas labradas y sin labrar no muestran una gran diferencia en cuanto a las propiedades físicas.

El porcentaje de humedad de absorción varía con la porosidad de la roca, los materiales pétreos triturados (AGC y El Colegio) registran los menores valores de absorción con un promedio de 0.5- 2.0 % por tratarse de materiales ígneos intrusivos, basaltos.

El Índice de carga Puntual para los diferentes bancos de materiales en estudio se encuentran entre los 1.5 MPa a 4.4 MPa.

Tabla 4. Promedio de tres cubos por banco, prueba de absorción capilar

NOMBRE	K(g/m ² S ^{0.5})	m (s/m ²)	εε(%)	S(m/s ^{0.5})
CERRITOS (C)	29.252	1824981.40	0.29	0.000991
HURAMBA(H)	51.786	949553.86	0.49	0.00106
JOYITAS (J)	1.750	607486896.15	0.43	0.000041
COMANJA (CO)	26.550	1660379.76	0.25	0.00115
CUENEMBO(U)	58.482	617581.82	0.46	0.00127
TIGRE(T)	18.436	445140.98	0.11	0.00154
MASKUTAN(K)	38.673	595795.19	0.31	0.00135
MELÓN(M)	30.301	486644.48	2.66	0.00147
AGC(G)	19.808	1866415.70	0.19	0.000941
COLEGIO (S)	9.100	65751952.84	0.23	0.000454

4. CONCLUSIONES

Las propiedades tales como la densidad y gravedad específica presentan valores muy similares para cada tipo de roca estudiada, mostrando una variación poco significativa. Esto puede ser debido a que los bancos estudiados se encuentran en una misma región y las rocas estudiadas son todas de origen ígneo extrusivo.

Las propiedades cuantificadas en cubos de roca y en fragmentos son muy similares debido a que tienen las mismas propiedades intrínsecas, lo cual nos permite conocer con certeza sus propiedades físicas en rocas labradas así como en no labradas.

En cuanto a la prueba de carga puntual (Point Load) se observa que el mayor índice ($I_{S(50)}$) se presenta en los bancos *AGC* y *El Colegio* (bancos de triturados), mismos que obtuvieron las mayores valores de densidades y la menor absorción; por lo tanto es posible considerar que sean materiales pétreos compactos aptos para su uso en ingeniería. En contraste, los bancos de materiales no triturados presentan mayores valores de porosidad, lo cual se ve reflejado en menores valores del índice $I_{S(50)}$, asociado con el valor de la resistencia a compresión de la roca.

De acuerdo a la norma N-CMT-2-01-003/02 y el Reglamento de Construcción del Estado de Michoacán, el valor mínimo de resistencia a compresión para rocas utilizadas en la construcción de mampostería es de 15MPa (150 kgf/cm²). Para los bancos de triturados caracterizados en el presente estudio, el Índice de Carga Puntual, $I_{S(50)}$ es 3.80 MPa, para el banco *AGC* y 3.85 MPa para el banco *El Colegio*. Empleando la ecuación (9), los valores de la resistencia a compresión para cada banco de material se determinaron en 91.2 MPa y 92.4 MPa respectivamente, por lo anterior, se puede recomendar el uso de las rocas procedentes de dichos bancos para ser empleadas como piezas para elementos estructurales de mampostería.

En la misma Normativa, se especifica que los valores de absorción en rocas deben ser menores al 4%; al igual que en el caso de la resistencia a compresión, los bancos de triturados presentan valores por debajo de este límite (ver Tablas 1 a 3), por lo anterior se observa que dichos materiales cumplen con la especificación y pueden ser empleados para propósitos de construcción estipulados. Igualmente, el valor mínimo de gravedad específica indicado en la reglamentación vigente en el Estado de Michoacán, México es de 2.3, observándose que los bancos de pétreos triturados superan este valor, clasificándolos así como aptos como materiales de construcción en mampostería.

Con base en el conocimiento de las propiedades índice de las rocas, se puede lograr abatir costos asociados con la formulación de mezclas, tanto para concreto asfáltico como hidráulico y elementos de mampostería, ya que conocer dicha información es sumamente útil para los diseñadores encargados de dosificar ya sea concreto hidráulico, emulsiones asfálticas o elementos de mampostería sismo-resistentes, optimizando la cantidad necesaria de agentes aglomerantes. El trabajo aquí presente muestra este tipo de datos experimentales sumamente apreciados en la industria de la construcción.

5. AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a la Coordinación de la Investigación Científica de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo y el apoyo de las instalaciones del Laboratorio de Materiales “Ing. Luis Silva Ruelas” de la Facultad de Ingeniería Civil de la UMSNH, así como al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACyT), y el Programa SEP-Promep de Redes Temáticas de México.

6. BIBLIOGRAFÍA

- ASTM Standards, Standard: C 127-04. Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Coarse Aggregate.
- ASTM Standards, Standard: D 5731-05. Test Method for Determination of the Point Load Strength Index of Rock.
- Akram M. and Bakar M. Z. A. (2007). *Correlation between Uniaxial Compressive Strength and Point Load Index for Salt-Range Rocks*. Pak. J. Engg. & Appl. Sci. Vol. 1: 1-8.
- Bieniawski, Z. T. (1975) *Point load test in geotechnical practice*, Engineering Geology, 9(1), 1-11.
- Broch, E. and Franklin, J. A. (1972) *Point load strength test*, Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 9(6), 669-97.
- Carpio J. J. y miembros de la Red DURAR (1998), *Manual de Inspección, Evaluación y Diagnostico de Corrosión en Estructuras de Hormigón Armado*, Segunda Edición. Agosto, ISBN 980-296-541-3, pp. 117-119.
- Esbert, R. M.; Ordaz, J.; Alonso, F. J. y Montoto, M. (1997) *Manual de diagnosis y tratamiento de materiales cerámicos pétreos y cerámicos*. col•legid'AparelladorsiArquitectes Tècnics de Barcelona, 139 pp.
- González de Vallejo L. I., Ferrer M., Ortuño L., Oteo C., (2002) *Ingeniería Geológica*, Editorial Pearson Educación, Madrid, ISBN84-205-3104-9.
- Navarro L., Martínez W., Espinoza A. (2011), “*Análisis de Materiales*”, Libro de Análisis de Materiales, Resistencia de Materiales, FIC – UMSNH, tercera edición.
- Singh T. N., Kainthola A., Venkatesh A. (2012) *Correlation between point load index and uniaxial compressive strength for different rock types*, Rock Mech Rock Eng 45(2):259–264.
- Yagiz Saffet (2013) Comment on “*Point Load Test on Meta-Sedimentary Rocks and Correlation to UCS and BTS*” by Diyuan Li and Lous Ngai Yuen Wong, Rock Mechanics and Rock Engineering, DOI: 10.1007/s00603-012-0299-x. Rock Mech Rock Eng 46:909–912.



Revista ALCONPAT

www.revistaalconpat.org

eISSN 2007-6835



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

Evaluación de elementos premoldeados de hormigón utilizados en instalaciones de crianza de ganado porcino en ambiente agresivo. Recomendaciones de fabricación

A. Oshiro¹, M. Positieri¹, C. Baronetto¹, B. Raggiotti¹

¹Centro de Investigación CINTEMAC, Facultad Regional Córdoba, Universidad Tecnológica Nacional.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v3i2.50>

Artículo recibido el 24 de Febrero de 2013, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 26 de Abril de 2013. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el primer número del año 2014 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del tercer número del año 2013

RESUMEN

Las modernas instalaciones destinadas a la crianza intensiva de ganado porcino se construyen con elementos premoldeados de hormigón ensamblados in situ en grandes superficies techadas; están sujetas a un ambiente agresivo por los excrementos y vapores que el ganado porcino produce, produciéndose un recambio prematuro de piezas por la escasa durabilidad de las mismas. El trabajo presenta los resultados del estudio realizado sobre elementos premoldeados de hormigón (sin uso) que conforman la estructura, con el objetivo de verificar su comportamiento en las condiciones de servicio y realizar recomendaciones para asegurar su correcto desempeño. Se extrajeron testigos de las piezas y se midieron la resistencia a compresión, velocidad de pasaje de onda ultrasónica, absorción capilar, absorción y permeabilidad al aire. Los resultados obtenidos permiten calificar al hormigón entre regular y bueno y se presentan las recomendaciones que deberían considerarse al fabricar los elementos premoldeados para asegurar su durabilidad.

Palabras Clave: hormigón; premoldeados; durabilidad; calidad; testigos.

ABSTRACT

The modern installations for the intensive rearing of pigs are constructed based on precast concrete elements that are assembled on site in large areas covered and which are subject to an aggressive environment and in the feces they produce vapors, causing a premature replacement of parts by the low durability of the same. The paper presents the results of a study on precast concrete (unworn) that make up the structure in order to verify its performance in service conditions and make recommendations to assure its correct performance. Witnesses were extracted from the parts and measured the resistance to compression, speed of passage of the ultrasonic wave, capillary absorption, absorption and permeability to air. The results obtained allow us to qualify to the concrete between regular and good and presents the recommendations should be considered when manufacturing the precast elements to ensure their durability.

Key Words: concrete; precast; durability; quality; witnesses.

Autor de contacto: Angel Oshiro (oshiroangel@gmail.com)

© 2013ALCONPAT Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 3, No. 2, Mayo - Agosto 2013, es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A.C., Av. Zamná No. 295 entre 61 y 63 Fraccionamiento Yucalpetén, Mérida, Yucatán, México, C.P. 97248, 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, ISSN 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, Av. Zamná No. 295 entre 61 y 63 Fraccionamiento Yucalpetén, Mérida Yucatán, México, C.P. 97248, fecha de publicación: 30 de mayo de 2013.

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

Los corrales modernos destinados a la crianza y engorde de ganado porcino se construyen con elementos premoldeados de hormigón que son ensamblados in situ en grandes superficies techadas. Estas estructuras están conformadas por pilares y columnas parcialmente enterradas sobre las que se montan vigas; sobre éstas se coloca el piso flotante, denominado “slat”, que es la superficie sobre la que se movilizan los animales durante su crianza; este piso tiene ranuras que permiten el paso de excrementos a la parte inferior del conjunto. En la Figura 1 se presenta la distribución de estos elementos y en la Figura 2, un corral con la vista de la superficie sobre la que transitan los animales.



Figura 1. Detalle constructivo



Figura 2. Corral con porcinos

La estructura de hormigón sufre ataques de carácter químico por estar en contacto con los excrementos y con los vapores que producen los porcinos. La superficie del piso flotante donde se desplazan los animales sufre, además, la abrasión producida por sus patas. Estas agresiones traen como consecuencia un deterioro que hace necesario el recambio prematuro de las piezas que habitualmente se encuentran en el mercado comercial, con el consiguiente perjuicio económico para los empresarios del sector ganadero porcino.

El trabajo presenta los resultados del estudio realizado sobre elementos premoldeados de hormigón (sin uso), seleccionados al azar, que conforman la estructura de los corrales con el objetivo de verificar el comportamiento que tendrían en las condiciones de servicio y realizar las recomendaciones para asegurar su correcto desempeño.

1.1 Las partes de un establecimiento de crianza de ganado porcino

En general constan de cinco galpones y lagunas de estabilización para el tratamiento de los efluentes producidos por los excrementos de los animales. En el Galpón N°1 se albergan a las madres que están por parir y a los cerdos más pequeños. En el Galpón N°2 se alojan madres, a la espera de pasar al Galpón N°1 para dar a luz. En el Galpón N°3, denominado de desarrollo, se encuentran los cerdos pequeños que vienen del Galpón N°1; engordan unos 20 kilos y luego salen con algo más de 55 kilos. En el Galpón N°4 y 5 se desarrolla el engorde hasta unos 110 kg y luego salen a la venta.

Con respecto a la limpieza de los residuos, en todos los galpones, en el suelo se encuentran unas celdas con rendijas las cuales permiten el paso de la materia fecal y la orina. Esta cae en un doble fondo provisto de pelos que combinados con bacterias que se colocan cada 3 días, descomponen la materia y evitan el mal olor.

Los residuos que quedan van cayendo por la bajada de un galpón a otro y termina en las lagunas de estabilización que se encuentran cerca del galpón más bajo, el número uno (Millares P., 2011). En la Tabla 1 se presenta un análisis químico típico del efluente recolectado en un galpón.

Tabla 1. Análisis químico del efluente

Lugar de extracción: GALPON		
Determinaciones	Valores	Unidades
Olor	Objetable	--
Color	Objetable	--
pH	6,5-7,5	--
Sólidos susp. totales	125	gr/l
Sólidos volátiles totales	104	gr/l
DBO	35,8	--
DQO	110	--
Nitrógeno Total	7,1	gr/l
Fósforo	18,5	gr/l
Potasio	3,4	gr/l
Sulfato	1,03	gr/l

Considerando la presencia de sulfatos en el efluente y su pH, según el reglamento CIRSOC 201-2005, (Tabla 2.3) el grado de ataque se puede clasificar como ataque moderado; sin embargo si además se considera la agresión por desgaste es necesario en el diseño y fabricación de estas estructuras de hormigón, no sólo tener en cuenta la resistencia mecánica de las piezas premoldeadas, sino una exigencia especial para garantizar su durabilidad frente a los ataques físico-químicos.

2. PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL Y RESULTADOS

Para evaluar el nivel de calidad de las estructuras de hormigón de corrales y sus partes componentes se realizó en elementos premoldeados de columnas, vigas y slats, una auscultación por ultrasonido de la onda de pasaje; también se extrajeron testigos calados sobre los que se realizaron ensayos de absorción al agua, succión capilar, permeabilidad al aire y resistencia a la compresión.

Los ensayos de ultrasonido (Vel. Ultr.) y permeabilidad al aire (kT) se realizaron en distintas zonas sobre cada una de las piezas, en los lugares de donde luego se extrajeron los testigos. Para evitar la influencia de las armaduras en las mediciones se las ubicó previamente mediante detección magnética.

Las piezas ensayadas, de distintos fabricantes, fueron provistas por una empresa dedicada a la crianza de porcinos y los resultados se presentan en la Tabla 2. La designación de los ensayos realizados es la siguiente:

F_c [MPa]: resistencia a compresión

Abs [%]: absorción en agua

Suc. Cap. [gr/m²]: succión capilar

Vel. Suc. Cap. [gr/m².s^{1/2}]: velocidad de succión capilar

Vel. Ultr. [m/seg]: velocidad de pasaje de la onda ultrasónica por transmisión directa.

kT: coeficiente de permeabilidad al aire

Tabla 2. Resultados de ensayos

		F'c	Abs	Suc. Cap	Vel. Suc Cap	Vel. Ultr.	kT
		[Mpa]	[%]	[gr/m ²]	[gr/m ² .s ^{1/2}]	[m/seg]	[10 ⁻¹⁶ m ²]
Slat	1	24,7	4,9	7435	20.14	3290	2,0
	2	24,3	5,1	8225	20.81	3195	3,9
	3	12,9	5,1	8350	21.17	3178	2,9
Vigas	1	13,5	5,5	9870	24.21	3461	11,0
	2	15,0	5,3	8020	18.98	3288	24,0
	3	13,9	5,4	6232	14.26	3447	8,4
Pilar A		27,2	4,1	6102	13.52	3965	3,6
Pilar B		13,7	5,8	6816	14.91	3319	1,3

En las Figuras 3 a 8 se presenta el aspecto de la terminación superficial de algunas piezas, la presencia de partículas blandas y oquedades en los testigos extraídos y la posición de armaduras.



Figura 3: Inclusión de partícula blanda



Figura 4: Macro porosidad generalizada



Figura 5: Geometría de la sección del slat



Figura 6: Presencia de armadura en el slat



Figura 7: Terminación de la cara inferior de la viga



Figura 8: Presencia de armadura en la viga

3. ANALISIS DE RESULTADOS

Para el análisis de resultados se consideran los conceptos Aitcin, P. (2008) referidos a resistencia, durabilidad, terminación superficial y compacidad del hormigón y los del reglamento argentino CIRSOC 201-2005 en lo que se refiere a exigencias de resistencia a compresión y succión capilar y luego se analizan los resultados de los ensayos no destructivos.

El reglamento argentino CIRSOC 201-2005, en su punto 2.4, define los hormigones con características especiales como aquellos hormigones que serán colocados bajo agua, los que necesitan elevada impermeabilidad y aquellos expuestos a abrasión, exigiendo que se adopten las resistencias y las razones agua/cemento que resulten más restrictivas, para lo cual presenta información que se transcribe en la Tabla 3; es justamente en la columna de hormigones expuestos a abrasión la que se encuentran los requisitos más exigentes.

La resistencia a compresión del hormigón es la propiedad más conocida del hormigón y, en general, se emplea como un indicador de su calidad. En este trabajo los resultados obtenidos de resistencia a compresión del hormigón en testigos extraídos presentan valores dispersos y muy por debajo de lo requerido en el reglamento CIRSOC 201, que requiere resistencia a compresión del orden de los 40 MPa, por lo que se considera inapropiado el nivel de resistencia para las exigencias de durabilidad a que están sometidos los elementos premoldeados de hormigón.

Con respecto a la succión capilar, este Reglamento considera que los hormigones de las estructuras que estarán sometidas a las clases de exposiciones Q1 (Tablas 2.1 y 2.2) deben tener una velocidad de succión capilar igual o menor que $4,0 \text{ gr/m}^2 \cdot \text{s}^{1/2}$, medida de acuerdo con el ensayo de la norma IRAM 1871:2004 con probetas cilíndricas de 100 mm de diámetro; las velocidades de succión de los testigos de hormigón superan entre cuatro a seis veces ese valor, indicando una conectividad que facilita la circulación del agua en la estructura de poros, perjudicando la durabilidad del material. En ese sentido, Fernández Luco (2001) manifiesta que la relación que existe entre la porosidad y la durabilidad se refleja en casi todos los reglamentos y códigos y que podría decirse que la porosidad es un parámetro condicionante de primer orden para asegurar la durabilidad del hormigón. La posibilidad de incorporar adiciones minerales activas abre un camino para modificar la estructura porosa de la masa de hormigón y la interconectividad de dichos poros, incrementando la tortuosidad de la red de poros capilares y disminuyendo su conectividad (Positieri, M., 2012)

Tabla 3. Hormigones con características especiales (CIRSOC 201-2005)

Tipo de hormigón	Hormigón a colocar bajo agua	Hormigón de elevada impermeabilidad	Hormigón expuesto a abrasión
Casos típicos	Pilotes de gran diámetro.	<ul style="list-style-type: none"> • Cisternas. • Depósitos para agua. • Conductos. • Tuberías. 	<ul style="list-style-type: none"> • Resbalamiento de materiales a granel. • Movimiento de objetos pesados. • Esguerrimiento rápido de agua
Máxima razón agua/cemento, en masa	0,45	espesor \leq 500 mm: 0,45 espesor $>$ 500 mm: 0,55	0,42
Clase mínima de hormigón	H-30	espesor \leq 500 mm: H-30 espesor $>$ 500 mm: H-20	H-40
Aire incorporado	si	no	no
Aditivo fluidificante	recomendable	recomendable	recomendable
Aditivo superfluidificante	recomendable	recomendable	recomendable
Asentamiento (mm)	180 \pm 20	menor de 150	menor de 100
Penetración de agua IRAM 1554:1983	-----	Para espesor de hormigón \leq 500 mm, la penetración de agua en el ensayo IRAM 1554:1983 debe ser igual o menor que 30 mm	-----
Exigencias adicionales a cumplir por los agregados	Agregado grueso: Tamaño máximo nominal igual o menor que 25 mm	-----	Agregado grueso: <ul style="list-style-type: none"> • Tamaño máx. nominal \leq 26,5 mm • Tamaño máx. nominal no mayor de 1/3 del espesor del elemento estructural. • Desgaste "Los Ángeles" igual o menor que 30 %

Para el análisis de resultados de la permeabilidad al aire se considera la clasificación según un coeficiente [kT], que se presenta en la Tabla 4, de acuerdo a lo establecido en la norma suiza de permeabilidad al aire SIA 262/1-E, 2003.

Tabla 4. Clasificación de permeabilidad al aire (SIA 262/1-E, 2003)

Clase	kT Permeabilidad (10⁻¹⁶m²)	Permeabilidad
PK5	> 10	Muy alta
PK4	1.0 – 10	Alta
PK3	0.1 – 1.0	Moderada
PK2	0.01 – 0.1	Baja
PK1	< 0.01	Muy baja

Los resultados obtenidos presentan gran dispersión entre las piezas ensayadas pero aun así permiten determinar que la permeabilidad al aire de las mismas es alta a muy alta; en los slats, en la viga 3 y en los pilares, es alta, y en la de las vigas 1,2 muy alta superando ampliamente el valor de la clase PK5. El método se considera adecuado para medir la capacidad del hormigón de recubrimiento a la penetración de agentes agresivos que pueden afectar la durabilidad de estas estructuras, ya que este método permite valorar la calidad de los primeros centímetros de la capa superficial de hormigón.

También la calidad de un hormigón desconocido puede evaluarse en función de la velocidad medida "in situ" con la clasificación de velocidades ultrasónicas que se presenta en la Tabla 5; estos valores son reconocidos, aceptados y aplicados en prácticamente toda la bibliografía a nivel mundial (Internacional Atomic Energy Agency, 2002).

Tabla 5. Calidad del Hormigón según velocidad ultrasónica (Internacional Atomic Energy Agency, 2002)

Velocidad ultrasónica [m/seg]	Calidad del Hormigón
4500	EXCELENTE
3500 a 4500	BUENO
3000 a 3500	REGULAR
2000 a 3000	MEDIOCRE
2000 o menos	MALO

Los resultados permiten clasificar la calidad del hormigón de estas piezas premoldeadas como regular a bueno; sin embargo su limitación como indicador de durabilidad radicaría en que el método no es capaz de enfocar la medición en la zona expuesta al medio agresivo sino que, por el contrario, todo el volumen de la muestra participa del mismo ya que la onda ultrasónica atraviesa todo el material.

4. RECOMENDACIONES Y CONCLUSIONES

El análisis de los resultados expuestos y las consideraciones previas avalan el concepto de que si las piezas estudiadas hubieran sido puestas en servicio, su vida útil hubiera sido muy breve debido a que no cumplen con las recomendaciones que se encuentran en la bibliografía en general y con el reglamento CIRSOC 2001 en particular.

Es de importancia considerar que el diseño de las estructuras y la especificación del hormigón y sus materiales componentes deben tener en cuenta las acciones del medio ambiente, los procesos de degradación de los materiales a utilizar y la vida útil en servicio requerida por el comitente, por lo que el primer paso es evaluar la agresividad a que estarán expuestas las piezas y las medidas protectoras a incluir en el Proyecto o Diseño Estructural.

Los pilares, vigas y slats deben reunir condiciones especiales referidas a resistencia a la compresión, requisitos de durabilidad y terminación superficial ya presentadas y contempladas en el reglamento CIRSOC 201-2005:

- Razón agua/cemento en masa no mayor a 0.40
- Clase mínima de hormigón: H-40
- Es recomendable la utilización de aditivos fluidificante y/o superfluidificante
- El asentamiento no debe ser mayor a 100 mm.
- Los agregados gruesos deben ser de un tamaño máximo menor a 25mm, no superando nunca 1/3 del menor espesor del elemento estructural. El desgaste “Los Ángeles” debe ser menor al 30 %.
- Por estar la estructura en contacto con un medio agresivo, el período mínimo de curado, se debe incrementar como mínimo en 3 días, cualquiera sea el tipo de cemento utilizado.
- La velocidad de succión capilar debe ser menor a $4 \text{ gr/m}^2 \cdot \text{s}^{1/2}$
- El coeficiente de permeabilidad al aire [kT] (Norma Suiza SIA 262/1-E, 2003) debería ser de clase PK1, o sea permeabilidad al aire muy baja.
- Es preferible utilizar cemento moderadamente resistente a los sulfatos o cemento normal más adiciones activas que son capaces de refinar la estructura de poros e incrementar la tortuosidad de los capilares para obtener estructuras más compactas.
- Otro aspecto a tener en cuenta es la terminación superficial que no debe resultar abrasiva para las patas de los cerdos. Es importante que no existan rebabas en las ranuras que puedan lastimar las patas o impedir el libre paso de los excrementos, favoreciendo su eliminación y minimizando su acción agresiva. Es necesario cumplir con este requisito en los pisos destinados a salas de gestación ya que inevitablemente las madres sufrirán problemas en las patas si los pisos no tienen la terminación adecuada.
- Cuando se diseña una estructura de este tipo, la elección de la resistencia a compresión del hormigón, debe considerar además las condiciones por durabilidad. En el caso de los slats se deberá contemplar las solicitaciones por esfuerzos provenientes de una carga dinámica que se transmite a través de las patas de los cerdos y la abrasión que las mismas producen.
- Se recomienda tener una buena compacidad del hormigón, y esto se logra en base a una buena dosificación de los materiales que componen el hormigón y con un buen sistema de compactación. Cuando se cumple con esta condición se está colaborando con el cumplimiento de los requisitos mencionados. En un hormigón bien compacto no penetran líquidos que puedan afectar a las armaduras.
- El diseño y producción de elementos premoldeados debe realizarse con profesionales habilitados para tal función, considerando que ello involucra conocimientos, habilidades y aptitud para el control de calidad ya sea en la etapa de diseño, producción en fábrica, ejecución en obra, mantenimiento, reparación, reparación o sustitución.

5. BIBLIOGRAFÍA

- Aitcin, P. (2008), *Concreto de alto desempeño*, San José de Costa Rica, 1° Edición; capítulo 17; p. 499-547.
- CIRSOC 2001; (2005), *Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón*, Buenos Aires Argentina, 1° Edición, capítulo 2; pp 19-40, capítulo 5 ; p 108.
- Fernández Luco, L. (2001). La durabilidad del hormigón: su relación con la estructura de poros y los mecanismos de transporte de fluidos. En *Durabilidad del hormigón estructural*, Autoeditor, La Plata, Provincia de Buenos Aires.
- International Atomic Energy Agency, VIENNA, 2002. *Guidebook on non-destructive testing of concrete structures*. Chapter 11. p. 100 - 128.
- Millares, P. (2011). “*Manejo de efluentes*”, Fericerdo 2011. EEA Marcos Juarez
- Norma Suiza SIA 262/1-E, 2003, “*Construction en béton – Spécifications complémentaires*”, *Annexe E: Perméabilité à l'air dans les Structures*, pp. 30-31.
- Positieri, M; Raggiotti, B; Parola, P; Rautenberg, D; Romero, A. (2012) “*Influencia de las adiciones activas en la durabilidad del hormigón. El cómo y por qué*”. Simposio Internacional de Concretos Especiais. Fortaleza, Brasil; 29 al 31 de marzo 2012. CD.