

# El Eurocódigo 2 y la evaluación de estructuras de hormigón armado con armaduras corroídas

## *The Eurocode 2 and the assessment of concrete structures with corroded reinforcement*

Jesús Rodríguez<sup>a,\*</sup>, Carmen Andrade<sup>b</sup>, David Izquierdo<sup>c</sup> y Peter Tanner<sup>d</sup>

<sup>a</sup>Dr. Ingeniero de Caminos, Profesor Titular, Escuela Técnica Superior de Arquitectura, UPM, Madrid, España

<sup>b</sup>Dra. Química Industrial, Profesora de Investigación, IETcc-CSIC, Madrid, España

<sup>c</sup>Dr. Ingeniero de Caminos, Madrid, España

<sup>d</sup>Ing. ETHZ/SIA (Eidgenössische Technische Hochschule Zürich), Ingeniero de Caminos, IETcc-CSIC, Madrid, España

Recibido el 24 de julio de 2013; aceptado el 11 de julio de 2014

### Resumen

La corrosión de la armadura es uno de los problemas de mayor impacto económico en el ciclo de vida de las estructuras de hormigón por lo que es necesario optimizar las estrategias de reparación de estructuras corroídas. Sin embargo, a nivel internacional no hay códigos que permitan una evaluación por lo que se incluirán criterios en la revisión del Eurocódigo 2 para la evaluación de estructuras existentes y deterioradas. En el presente artículo se resumen el trabajo realizado en el proyecto Contecvet, financiado por la Comisión Europea, y los avances realizados desde entonces. En las estructuras existentes, una primera precisión consiste en determinar si el deterioro ha alcanzado a la armadura, y en ese caso, cuánto se ha afectado al comportamiento estructural. Calculada la velocidad de corrosión a partir de los datos tomados en la propia estructura es posible estimar la velocidad de avance del deterioro mediante los modelos desarrollados y la vida residual remanente. Se resumen los modelos y expresiones para estimar la capacidad resistente de estructuras con armaduras corroídas a considerar en la elaboración del nuevo Eurocódigo 2.

*Palabras clave:* Estructuras de hormigón; Corrosión de armadura; Evaluación estructural; Códigos

### Abstract

The reinforcement corrosion is one of the major problems with relevant economic impact in the life cycle of concrete structures and that is why it is necessary to optimize the repair strategies in corroded structures. However, almost no international codes are available for structural evaluation and some criteria will be included in the revision of Eurocode 2 to evaluate existing deteriorated structures. A summary of Contecvet project funded EC is presented in this paper as well as some more recent developments. A first step in the evaluation of existing structures is to identify if the aggressive has reached the reinforcement and how much has affected to the structural performance. As soon as the corrosion rate has been calculated from the data taken in the structure, it is possible to estimate the rate of the structural deterioration process through the developed models and the remaining service life. Some models and expressions are summarized to estimate the residual bearing capacity of concrete structures with corroded reinforcement to be considered when drafting the new Eurocode 2.

*Keywords:* Concrete structures; Corrosion of reinforcement; Structural assessment; Standards

## 1. Introducción

El reto actual en el campo de las infraestructuras se orienta más a evaluar, reforzar y adaptar las estructuras existentes a los requisitos para su uso que al proyecto y construcción de nuevas. La corrosión de las armaduras es uno de los fenómenos

que genera mayores problemas de patología en las estructuras de hormigón armado siendo necesario desarrollar criterios y reglas que permitan su evaluación estructural para poder estimar su seguridad residual y adoptar las estrategias apropiadas para su reparación o refuerzo.

Existen numerosas referencias bibliográficas acerca de la influencia del medio agresivo en el comportamiento de los materiales, que no se incluyen por no ser el objeto del presente trabajo. Sin embargo, se han publicados menos artículos para incorporar este comportamiento en la respuesta de la estructura.

\* Autor para correspondencia.

Correo electrónico: [jesus.rodriguez@upm.es](mailto:jesus.rodriguez@upm.es) (J. Rodríguez).

A comienzos de los años 2000, se llevó a cabo el proyecto I+D europeo Contecvet, coordinado por British Cement Association (BCA), para la evaluación de estructuras de hormigón armado deterioradas por los efectos de la acción del hielo, la reacción árido-álcali y la corrosión de las armaduras. Este proyecto culminó con la redacción de manuales para la evaluación de las estructuras afectadas por cada uno de los deterioros antes mencionados. Los autores de este artículo participaron activamente en el manual para evaluar estructuras afectadas por la corrosión de sus armaduras [1].

El trabajo realizado en el proyecto Contecvet cobra especial relevancia en la actualidad en la que se pretende la actualización de los Eurocódigos, extendiéndolos al campo de la evaluación de las estructuras existentes, para lo que está previsto incluir un anejo en cada uno de los Eurocódigos. Estos anejos deberían contemplar tanto los criterios y modelos para poder evaluar una estructura con armaduras corroídas o degradadas por otros tipos de ataque, como aquellos que permitan realizar una predicción de su comportamiento futuro.

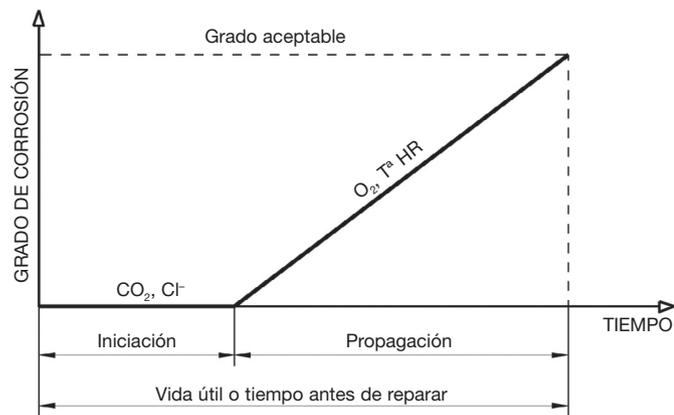


Figura 1. Modelo de vida útil de Tuutti.

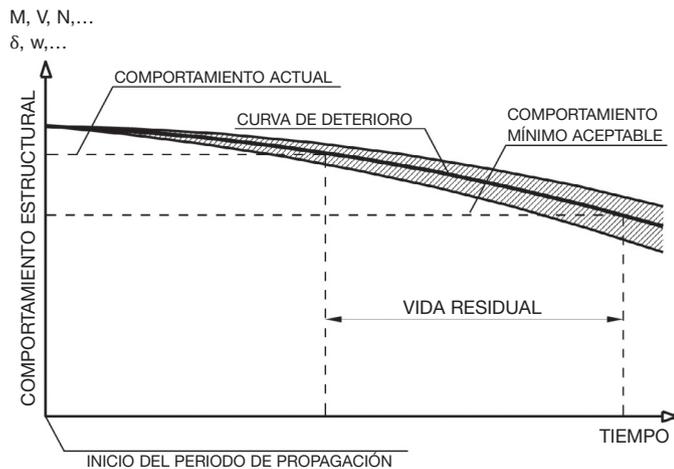


Figura 2. Tendencia de la pérdida de capacidad portante de estructuras que sufren corrosión de la armadura.

En los siguientes apartados de este artículo, se resumen algunas reflexiones acerca de la corrosión de las armaduras, los efectos estructurales de dicha corrosión y los posibles cambios que serían necesarios en la norma EN 1992 Eurocode 2 [2] para poder extender su campo de aplicación a la evaluación de estructuras de hormigón armado afectadas por la corrosión de sus armaduras.

## 2. La corrosión en las estructuras de hormigón

El hormigón es un material que protege al acero tanto como barrera física (aunque porosa y permeable) como barrera química, ya que la alcalinidad del cemento induce la formación de una capa submicroscópica sobre el acero que le confiere una pasividad permanente a no ser que cambie la composición química en los alrededores de la armadura. Este cambio de condiciones se produce si el gas dióxido de carbono de la atmósfera o los iones cloruros que penetran a través del líquido de los poros, alcanzan el nivel de las barras de refuerzo. Estas sustancias reducen el pH de la fase líquida de los poros y por ello se disuelve la capa pasiva del acero que se empieza a corroer de forma local (cloruros) o general (carbonatación).

Se entiende como vida útil el período de tiempo en el que la estructura conserva los requisitos de proyecto sobre seguridad, funcionalidad y estética sin costos inesperados de mantenimiento. Estos requisitos de proyecto incluyen por tanto la ausencia de corrosión de la armadura.

Tuutti estableció su conocido modelo [3] que se muestra en la figura 1. Este modelo está desarrollado específicamente para el caso de la corrosión aunque se puede extender a cualquier tipo de deterioro. En el modelo se distinguen dos períodos:

- Período de iniciación de la corrosión,  $t_i$ , que es el tiempo que tardan los cloruros o la carbonatación en llegar hasta la armadura y despasarla.
- Período de propagación,  $t_p$ , en el que la armadura se corroe libremente, hasta que llega a un grado de deterioro inaceptable desde el punto de vista de la seguridad o funcionalidad o estética.

Se entiende por vida residual [4] el tiempo a partir del momento en que la estructura alcanza el anterior límite inaceptable. Durante este período, se suele acometer la reparación de la estructura o se interviene en ella para restituir unas condiciones de seguridad, funcionalidad o estética lo más similares, o incluso superiores a las del proyecto. Así pues, la acepción de “residual” se aplica mientras la estructura no sea intervenida, e implica por tanto la idea de que la estructura se degrada progresivamente a una determinada velocidad.

La figura 2 presenta un esquema de la tendencia progresiva de degradación en su capacidad portante aplicado a una estructura que se está corroyendo, y que corresponde a lo que sería su vida residual. El momento óptimo para la intervención no se puede generalizar, ya que este se debe deducir del balance equilibrado de los siguientes factores: técnicos

(capacidad portante residual o pérdida de funcionalidad o estética), económicos (costo de la reparación y de las limitaciones en el uso de la estructura) y sociales (alteraciones y daños por falta del uso temporal de la estructura). Una vez la estructura es reparada, se establecerá cuál es el tiempo de vida útil futura.

### 2.1. Modelos de predicción de la carbonatación

Tanto si el frente carbonatado o el límite de cloruros han llegado, o no, a la armadura, resulta básico conocer su posición en el recubrimiento para poder:

- O bien predecir el tiempo que le falta para alcanzar la superficie exterior de la barra.
- O calcular cuando alcanzó esa superficie exterior, es decir, cuánto tiempo lleva corroyéndose la barra.

Para realizar estos cálculos, el valor de “x” se introduce en modelos de predicción del avance del frente agresivo. 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”:

$$x = V_c \sqrt{t} \quad (1)$$

donde x = distancia alcanzada por el agresivo, t = tiempo de actuación y  $V_c$  es una velocidad de penetración del agresivo que engloba todas las variables dependientes del propio hormigón y de la agresividad ambiental. Sus unidades son mm/año<sup>0.5</sup>, lo que indica que se trata de un factor que refleja la velocidad de avance del agresivo. La acción ambiental así definida quedaría expresada genéricamente por la  $V_c$  y el efecto de la acción por la x. Tanto la velocidad de avance del frente carbonatado ( $V_{CO_2}$ ) como de la cantidad límite de cloruros ( $V_{Cl}$ ) puede calcularse de esta forma simplificada. Existen fórmulas más complejas que la (1) [3-5] 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 [6] 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. Tampoco lo ha sido el de la ecuación (1), pero su sencillez hace que se haya podido aplicar en muchas estructuras con suficiente grado de fiabilidad.

### 2.2. Modelos de predicción del ingreso de cloruros

En el caso del ataque por cloruros se usa fundamentalmente una solución de la ecuación de Fick en estado no estacionario [7-9] donde  $J(x)$  es el flujo de iones cloruro,  $C$  es la concentración a la distancia  $x$ ,  $t$  es el tiempo y  $D_{ap}$  es el coeficiente de difusión aparente:

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

cuya solución para medio semi-infinito y concentración superficial y coeficiente de difusión constantes es:

$$C_x = C_s \cdot \left(1 - \operatorname{erf} \frac{x}{2\sqrt{D_{ap}t}}\right) \quad (3)$$

$C_x$  = proporción de cloruros a la profundidad x

$C_s$  = proporción de cloruros en la superficie del hormigón

$D_{ap}$  = coeficiente de difusión de los cloruros en m<sup>2</sup>/s

$\operatorname{erf}$  = función de error

Sin embargo, este modelo no se ajusta bien a las observaciones in situ, debido a que en la realidad no se producen las condiciones iniciales y de contorno que se consideran para la resolución de esta expresión [10]. 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.
- Solo 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) [11].

Para considerar la aparente variación del coeficiente de difusión con el tiempo [12] se introduce la siguiente expresión en (3):

$$D_{Cl}(t) = D_{Cl}(t_0) \left(\frac{t_0}{t}\right)^n \quad (4)$$

donde n es el factor de edad, que resulta ser el parámetro más determinante ya que pequeñas variaciones se convierten en décadas de diferencia en la predicción de la vida útil.

Además es importante definir en estos modelos el límite aceptable de cloruros. En general se usa el 0,4% en relación al peso de cemento aunque hay normas que permiten umbrales superiores [4]. También existe un tratamiento probabilista en el que se contempla la variabilidad del límite [13] y en el que el 0,4 corresponde aproximadamente a un 10% de probabilidad de corrosión.

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.

### 2.3. Modelos de propagación de la corrosión

El modelo del periodo de propagación tiene una formulación muy simple como se indica a continuación [14]:

$$P_x = V_{corr} \cdot t \quad (5)$$

$P_x$  = espesor del ataque por corrosión en el tiempo  $t$ , en mm  
 $V_{corr}$  = velocidad de corrosión, en mm/año

Atendiendo a la disminución de diámetro, se puede establecer que:

$$\phi_t = \phi_0 - \alpha \cdot P_x \quad (6)$$

$\phi_0$  = diámetro inicial, en mm

$\phi_t$  = diámetro residual de la barra corroída, en mm

$\alpha$  = factor de picadura, igual a 2 para corrosión homogénea y a 5-10 para picaduras

Este modelo ha sido ya calibrado pues simplemente indica que la barra pierde diámetro debido a la corrosión de forma lineal con el tiempo, lo que resulta de dividir la disminución con respecto al diámetro inicial por el número de años que ha durado la corrosión. El comportamiento lineal se ha derivado de estudios realizados durante más de 20 años [15] que indican que es posible considerar un valor anual representativo constante de la  $V_{corr}$  ya que el clima es cíclico por repetición anual de las distintas estaciones. De forma orientativa se puede decir que una  $P_x$  de 0,075 mm da lugar a fisuras de alrededor de 0,3-0,4 mm en la superficie del hormigón [16].

### 3. Efectos estructurales de la corrosión en las estructuras de hormigón

El periodo de propagación se inicia cuando el agresivo alcanza la superficie externa de las armaduras, sea debido este a la presencia de cloruros (ambiente marino, uso de sales de deshielo) o a la carbonatación del hormigón por la acción del  $\text{CO}_2$  de la atmósfera.

Entonces, la corrosión de la armadura comienza y la capacidad de respuesta de la estructura puede resultar afectada, debido principalmente a:

- La disminución de la sección de sus armaduras, importante en el caso de ataque por picaduras producido por la acción de los cloruros.
- La fisuración y el desprendimiento del hormigón que rodea a la armadura debido al mayor volumen ocupado por los productos de la corrosión.
- La disminución del efecto compuesto hormigón-acero por el deterioro de la adherencia entre acero y hormigón, más significativo cuando se produce un grado avanzado de corrosión generalizada por carbonatación del hormigón.

Estos efectos tienen que ser considerados en los modelos para la evaluación de las estructuras deterioradas frente a los Estados Límites.

Seguidamente, se exponen estos efectos a partir de los trabajos desarrollados en el proyecto Contecvet [1] en los que las piezas fueron corroídas a velocidades máximas del orden de  $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$  que deberán ser complementados con observaciones en estructuras corroídas en condiciones ambientales.

#### 3.1. Sobre la armadura

El efecto más significativo de la corrosión en la armadura es la disminución de la sección resistente que depende del tiempo transcurrido desde el inicio del periodo de propagación y del valor medio de la velocidad de corrosión tal y como se ha indicado en la descripción anterior del modelado del periodo de propagación, siendo más relevante en barras de pequeño diámetro bajo corrosión por picaduras.

A título de ejemplo, en la figura 3 se representa la pérdida de la sección en tanto por ciento de dos barras de 20 y 6 mm de diámetro, respectivamente, en función del tiempo transcurrido desde el inicio del periodo de propagación, para una velocidad de corrosión media elevada igual a  $1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$  (0,0116 mm/año).

En el caso de corrosión homogénea, la barra de 20 mm tiene una pérdida de sección despreciable (6%) al cabo de 25 años mientras que la barra de 6 mm alcanza una pérdida de casi el 20%. Por otra parte, si la corrosión produce picaduras, la estimación de la pérdida de sección supera el 20 y el 60% para las barras de 20 y 6 mm, respectivamente, en 25 años.

En la armadura la corrosión también produce otros efectos entre los que se mencionan:

- La pérdida de ductilidad en el acero, que es atribuida al hidrógeno que se produce por la acidificación que genera la propia corrosión. Ello hace que la tenacidad del material disminuya y rompa con pérdidas de sección menores que si el material no estuviera corroído.
- Efecto entalla en los casos de corrosión por picaduras y de tracción excéntrica debido a la falta de simetría de la sección y la concentración de tensiones en el fondo de la entalla [17].

#### 3.2. Sobre el hormigón

El aumento del volumen de los productos de la corrosión de la armadura genera unas presiones radiales que producen tracciones en el hormigón que la rodea apareciendo fisuras paralelas a las barras. Estas fisuras se inician a edades tempranas desde el comienzo del periodo de propagación, con pocas decenas de  $\mu\text{m}$  de espesor de los productos de corrosión.

La figura 4 representa la propuesta desarrollada a partir de los resultados obtenidos en el proyecto Contecvet [1]. Se observa que el inicio de la fisuración se produce a edad más temprana para valores pequeños del recubrimiento respecto al diámetro de la armadura ( $c/\phi$ ) y en hormigones más compactos (más resistentes), probablemente, por la mayor

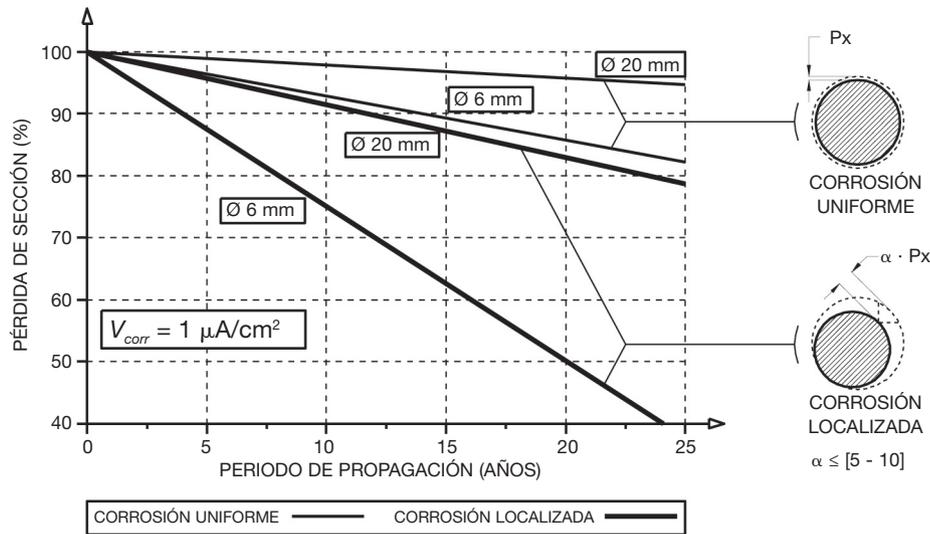


Figura 3. Pérdida de sección de la armadura en función del tiempo.

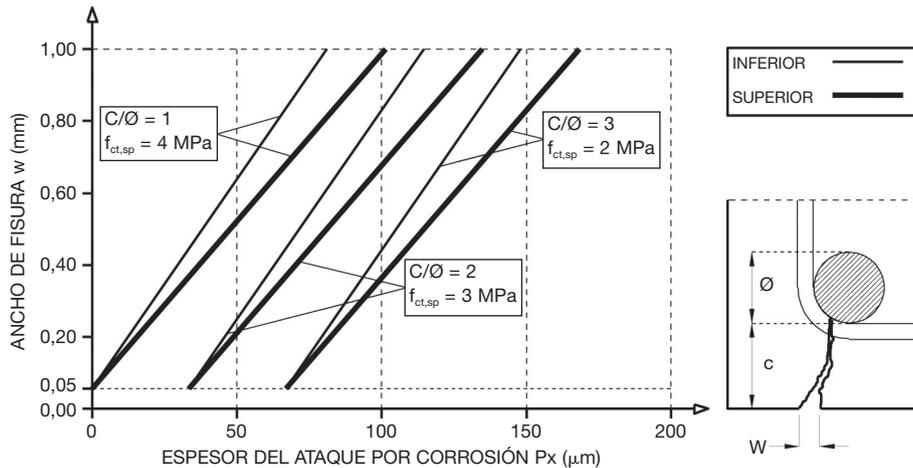


Figura 4. Relación entre el espesor de ataque por corrosión en la armadura y la abertura de fisura en el hormigón.

dificultad para la difusión de los productos de corrosión que producen una presión radial mayor en el recubrimiento de hormigón. Es decir, cuánto más poroso es el hormigón, el óxido generado puede rellenar esos poros antes de ejercer la presión y puede difundir más fácilmente, lo que lleva a que la presión se detecta más tarde que si el hormigón es más compacto aunque este tenga mayor resistencia mecánica.

Además, se ha detectado que la fisura progresa con mayor rapidez en las armaduras situadas en la cara inferior de vigas y losas por la mayor compacidad del hormigón en dichas zonas respecto a la que se produce en las caras superiores de esos elementos. A partir del ajuste con el 95% de confianza de los resultados experimentales obtenidos en el proyecto [1], se obtuvieron las expresiones siguientes para valores de ancho de fisura  $w \leq 1,0$  mm:

$$w = 0,05 + \beta [P_x - P_{x0}] \quad (7)$$

$$P_{x0} = \left[ 83,8 + 7,4 \frac{c}{\phi} - 22,6 f_{ct,sp} \right] 10^{-3} \quad (8)$$

siendo:

- $w$  el ancho de fisura, en mm
- $P_x$  el espesor del ataque por corrosión, en mm
- $P_{x0}$  el espesor del ataque al inicio de la fisuración, en mm
- $\beta$  coeficiente que depende de la posición de la barra, de valor 10 en la cara superior y 12,5 en la inferior
- $c$  el espesor del recubrimiento de hormigón, en mm
- $\phi$  el diámetro de la barra, en mm
- $f_{ct,sp}$  la resistencia a tracción por hendimiento, en MPa

Cuando la fisuración progresa por el aumento de la corrosión puede alcanzarse el desprendimiento del hormigón que rodea a la armadura, hecho que resulta favorecido con la presencia de barras próximas y de diámetros grandes.

### 3.3. Sobre la adherencia entre las armaduras y el hormigón

La fisuración del hormigón que rodea a una barra corroída produce una cierta disminución de la adherencia entre dicha barra y el hormigón que la rodea. Este efecto es más significativo en los casos de elementos que no disponen de cercos (losas, etc.). Las dos figuras siguientes muestran la propuesta desarrollada a partir de los resultados experimentales llevados a cabo en el proyecto Contecvet [1], para los casos de elementos con barras corrugadas, sin y con cercos, respectivamente.

En la figura 5, se observa que la tensión última de adherencia prácticamente se anula para espesores de corrosión del orden de 0,5 mm. Sin embargo, esta tensión última se mantiene por encima de los 3-4 MPa para los mismos valores de ataque por corrosión para elementos con cercos, según se muestra en la figura 6.

En el proyecto mencionado, se valoró también el efecto favorable de la presión externa en zona de apoyos en la tensión última de adherencia. Todo ello condujo a la propuesta de las

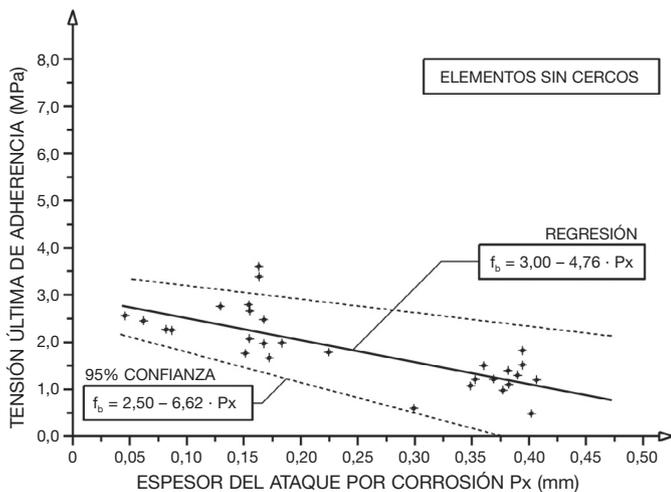


Figura 5. Relación entre la penetración del ataque por corrosión y la tensión última de adherencia, en elementos sin cercos.

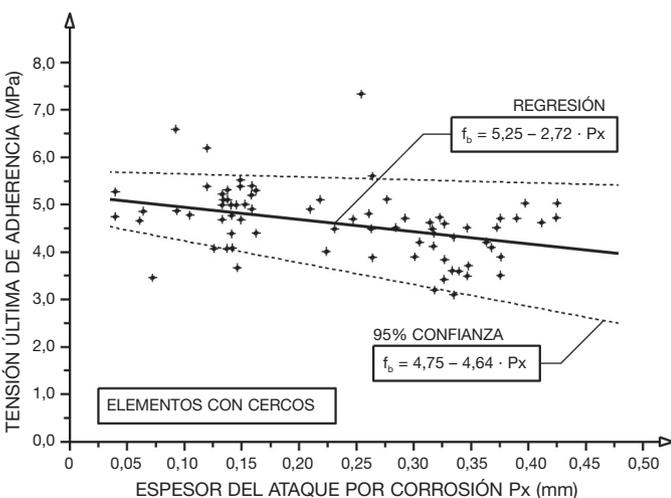


Figura 6. Relación entre la penetración del ataque por corrosión y la tensión última de adherencia, en elementos con cercos.

expresiones siguientes obtenidas mediante ajuste con el 95% de confianza de los resultados experimentales, aplicables a barras corrugadas:

Elementos sin cercos:

$$f_b = 2,50 - 6,62 P_x \quad (9)$$

Elementos con cercos (cuantía superior a la mínima):

$$f_b = 4,75 - 4,64 P_x \quad (10)$$

Elementos sometidos a una presión externa:

$$f_b = \frac{4,75 - 4,64 P_x}{1 - 0,08 p} \quad (11)$$

siendo:

$f_b$  la tensión última de adherencia, en MPa

$P_x$  el espesor del ataque por corrosión, en mm

$p$  la presión externa en zona de apoyos, en MPa

La corrosión de los cercos disminuye el confinamiento de las barras longitudinales y, consecuentemente, afecta a su adherencia. Por ello, se ha propuesto la ecuación (12) que modifica la ecuación (10) para cuantías de cercos corroídos  $\rho$  inferiores a 0,25 (valor mínimo indicado en [2], tabla 8.2):

$$f_b = 10,04 + \left[ -6,62 + 1,98 \frac{\rho}{0,25} \right] [1,14 + P_x] \quad (12)$$

definiendo la cuantía de cercos:

$$\rho = n \left[ \frac{\phi_w - \alpha P_{xw}}{\phi} \right]^2 \quad (13)$$

siendo:

$\rho$  la cuantía de los cercos en la zona del anclaje de las barras longitudinales

$n$  el número de los cercos en la zona de anclaje de las barras longitudinales

$P_{xw}$  el espesor del ataque por corrosión en los cercos, en mm

$\phi$  el diámetro nominal de las barras longitudinales, en mm

$\phi_w$  el diámetro de los cercos, en mm

## 4. Algunas consideraciones acerca de las modificaciones a contemplar en el Eurocódigo 2 para la toma en consideración del efecto de las armaduras corroídas

Este apartado contiene algunas consideraciones sobre los cambios necesarios para la evaluación de las estructuras con armaduras corroídas, a partir del trabajo contenido en el Manual Contecvet [1], descritas con anterioridad, ya que parece que la nueva revisión de los Eurocódigos debería incluir principios y reglas tanto para evaluar el estado de una estructura como para predecir su comportamiento futuro. Así pues, sería necesario introducir algunos cambios relacionados con los formatos de seguridad contemplados en la norma EN 1990 para

extender los Eurocódigos al campo de la evaluación de estructuras existentes, tema que no es tratado en este artículo ya que no corresponde incluirlo en la EN1992 [2]. Sin embargo, sí se abordan aquí los aspectos básicos para realizar la evaluación sobre la vida residual como se describe a continuación.

Estos aspectos básicos, contemplan reflexiones sobre:

- La toma de datos en la estructura.
- La observación preliminar para establecer si ya está corroída, o no, la armadura.
- Los modelos para el cálculo del tiempo hasta el inicio de la corrosión, o en el caso de la existencia de corrosión, los modelos para el análisis estructural en ELU y ELS.
- La predicción, a partir de la velocidad de corrosión, del tiempo desde la situación actual hasta el estado límite correspondiente.

#### 4.1. Adquisición de datos sobre la estructura existente

La identificación de la geometría de la estructura así como la identificación de las propiedades de los materiales podrá llevarse a cabo a partir de lo establecido en la norma ISO 13822 [18]. Será preciso identificar el nivel y extensión del daño, de acuerdo a lo comentado en el apartado 2 de este artículo, y definir las diferentes clases de exposición que afectan a la estructura, según la clasificación de la norma EN 206 [19] y el Eurocódigo 2 [2]. Esto último facilitará la estimación de la evolución futura del deterioro que afecte a la estructura evaluada de cara a la predicción de su comportamiento futuro.

Por ello, parece necesario incluir en la revisión del Eurocódigo 2 criterios que permitan establecer lotes de la estructura deteriorada a evaluar atendiendo a:

- El tipo de elemento estructural.
- El nivel de daños observado y su extensión.
- La clase de exposición al que se encuentra sometido.

En cada uno de los lotes, como se ha mencionado, es necesario identificar:

- La causa del daño y, por tanto, la posición del frente carbonatado o del límite de cloruros para verificar si han llegado hasta la armadura y, si la han alcanzado, cuál ha sido el periodo de propagación.
- La extensión de los daños y la morfología de la fisuración que se haya desarrollado, en particular si afectan a zonas estructuralmente sensibles.
- El espesor de recubrimiento y el detalle de armado.
- La pérdida de sección media del acero y la posible presencia de picaduras en zonas críticas, con el fin de deducir si es necesario considerar roturas frágiles o anticipadas.
- El valor de la velocidad de corrosión,  $V_{corr}$ , dividiendo la pérdida de sección por el número de años del periodo de propagación (deducido de la posición del frente carbonatado o del límite de cloruros en el momento de la inspección).
- Las características mecánicas del hormigón y del acero.
- El clima local: identificación de la clase de ambiente.

#### 4.2. Estado actual del grado de deterioro y su evolución futura

Una de las consideraciones que debe abordar el Eurocódigo 2 en la evaluación de estructuras existentes, aunque aparentemente no estar deterioradas, es identificar la profundidad de frente agresivo (carbonatación o cloruros), ya que toda estructura existente está sometida al ambiente desde el momento de su fabricación, y asimismo, identificar si la armadura se ha empezado a corroer o no. Si el frente no ha llegado a la armadura, entonces hay que determinar la velocidad de avance por las ecuaciones (1) y (3), es decir, el tiempo hasta el inicio de la corrosión, pero si el frente ya ha producido la despasivación de la armadura, entonces hay que calcular la velocidad de corrosión a partir de la pérdida de diámetro o a partir de medidas electroquímicas [14].

En cuanto a la barras, a partir de la determinación del diámetro residual (ecuación (6)) y del cálculo de la  $V_{corr, REP}$ , es decir, del valor que puede considerarse constante como media anual en esa estructura, se puede abordar el cálculo de la resistencia remanente y del tiempo para alcanzar una pérdida de sección resistente crítica. También es fundamental identificar si el tipo de corrosión es localizada (picaduras) u homogénea en las secciones críticas ya que la sección normalmente fallará primero en la zona con ataque localizado solicitada al producirse una concentración de tensiones. En cuanto al acero también es necesario tener en cuenta que si la pérdida de sección es superior al 20% puede haberse producido una fragilización del acero que lleve a una rotura súbita inesperada.

También debe estimarse la resistencia residual del hormigón y asegurarse que no existe otro tipo de ataque simultáneo (ataque por sulfatos, árido-álcali, hielo-deshielo, lixiviación) que pueda haber afectado sus parámetros mecánicos.

Identificadas las características de los materiales empleados en la estructura construida, deberán incluirse criterios estadísticos y de selección de estas secciones críticas para evaluar el efecto del grado de deterioro (reducción del diámetro y pérdida de ductilidad del acero, fisuración del recubrimiento de hormigón) sobre la disminución de la resistencia a la adherencia entre acero y hormigón.

Finalmente, una parte esencial de la evaluación debe consistir en proyectar en el tiempo la previsible evolución futura del daño, lo cual se hace a partir de la velocidad de avance del frente agresivo y la velocidad de corrosión  $V_{corr}$ , y de ellas se calcula el tiempo hasta despasivación o la pérdida de sección y los efectos estructurales. Es decir, debe realizarse la operación del recálculo para distintas edades o bien para establecer cuándo la sección alcanza una cuantía crítica.

#### 4.3. Análisis estructural

En cuanto al análisis, el Eurocódigo 2 [2] en su apartados 5.4 a 5.7 considera diferentes tipos de análisis estructural para el proyecto de estructuras nuevas: elástico lineal, elástico lineal con redistribución limitada, plástico y no lineal.

Las rigideces de los elementos a considerar en el análisis de estructuras existentes deberán ser reducidas tomando en consi-

deración las zonas de hormigón deterioradas que no contribuirán a la rigidez del elemento, dependiendo del nivel de deterioro de la estructuras.

Por otra parte, la pérdida de ductilidad del acero corroído, comentada en el apartado 3.1 de este artículo, deberá ser contemplada:

- Introduciendo unos factores correctores en las expresiones 5.10a y 5.10b que limiten la redistribución máxima llevada a cabo en el análisis en estas estructuras, en función del nivel de corrosión de sus armaduras.
- Limitando la capacidad de rotación de la sección de hormigón armado (apartado 5.6.3) para un posible análisis plástico.

#### 4.4. ELU de adherencia con barras corrugadas

La disminución de la tensión última de adherencia entre la armadura y el hormigón que la rodea afecta al comportamiento del material compuesto acero/hormigón en zonas intermedias de las barras y al cálculo de las longitudes de anclaje en sus zonas extremas.

El Eurocódigo 2 [2] incluye la expresión de la tensión última de adherencia  $f_{bd}$  en el apartado 8.4.2:

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} \quad (14)$$

siendo:

$\eta_1$  coeficiente para tomar en consideración la posición de la barra (1 en la parte inferior de vigas y losas y 0,7 en la parte superior)

$\eta_2$  coeficiente función del diámetro de la barra de valor 1 para  $\phi \leq 32$  mm

$f_{ctd}$  la resistencia a tracción del hormigón

Las longitudes de anclaje que se obtengan mediante las expresiones del Eurocódigo 2 deberán ser corregidas por el coeficiente  $K$  definido en la expresión (15):

$$K = \frac{f_b / \gamma_c}{f_{bd}} \quad (15)$$

siendo:

$f_b$  la tensión última de adherencia en la barra corroída, obtenida por las expresiones del apartado 3.3 u otras similares

$\gamma_c$  coeficiente de minoración del material hormigón

$f_{bd}$  la tensión última de adherencia según la ecuación (14)

En zonas intermedias de las barras, la tensión de adherencia entre barra y hormigón  $\tau_{bd}$  puede ser obtenida mediante la expresión:

$$\tau_{bd} = \frac{V_d}{z n \pi \phi} \quad (16)$$

siendo:

$V_d$  el esfuerzo cortante solicitación en la sección, en kN

$z$  el brazo mecánico de la sección, en mm

$n$  el número de barras traccionadas en la sección

$\phi$  el diámetro de las barras traccionadas en la sección, en mm

Cuando el valor de la tensión de adherencia obtenida en (16) supere a la tensión última de adherencia obtenida mediante las expresiones del apartado 3.3 u otras similares, dividida por el coeficiente  $\gamma_c$ , no podría contarse con todo el efecto compuesto hormigón/armadura.

Estos elementos habría que analizarlos tomando en consideración un modelo tipo arco rebajado atirantado en lugar del modelo viga siempre que el anclaje de las armaduras en los apoyos esté asegurado, como se representa en la figura 7.

Este efecto de pérdida del efecto compuesto acero/hormigón no parece haber influido de forma relevante en los resultados observados en los ensayos con vigas realizados en el proyecto Contecvet [1]. Su efecto deberá ser tomado en consideración, preferentemente, en elementos tipo losa sin armaduras a esfuerzo cortante y con corrosión solo por la cara traccionada, a partir de ciertos niveles de corrosión.

#### 4.5. ELU de agotamiento a tensión normal

En principio, los modelos para evaluar la capacidad resistente de una sección de hormigón armado con armaduras corroídas sometida a momento flector (vigas, losas) pueden ser los mismos que en una estructura que se proyecta. La evaluación requerirá que se adopten los valores de secciones reducidas en el hormigón y las armaduras.

Cuando se ha iniciado la fisuración en el hormigón pero todavía no afecta a la integridad de la sección, podría considerarse la sección completa de hormigón y estimarse de forma aproximada el daño a través de una disminución virtual (ficticia) de la resistencia del hormigón.

La figura 8 representa un esquema de la capacidad portante de la sección a momento flector. Mientras el hormigón no se deteriora, la disminución de su capacidad portante es debida a la disminución de la sección de la armadura. De forma conservadora, a partir del inicio de la fisuración (apartado 3.2), se produciría cierta pérdida de la colaboración del hormigón hasta alcanzarse la no colaboración de todo el recubrimiento en la cabeza comprimida y, posteriormente, el recubrimiento en las caras laterales.

Si se está procediendo a la evaluación de la estructura, podrá llevarse a cabo una inspección que permita decidir en qué situación se encuentra el hormigón para evaluar su contribución a

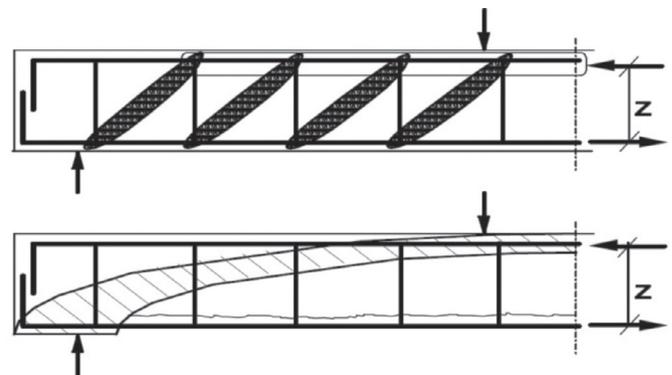


Figura 7. Modelo viga versus modelo arco atirantado en elementos flectados con pérdida de adherencia en zonas intermedias de las barras.

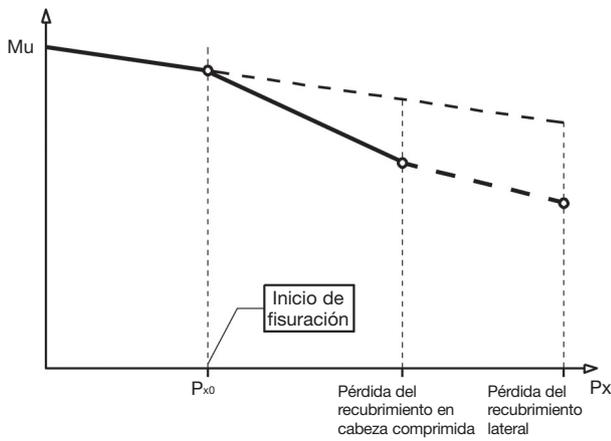


Figura 8. Esquema de la respuesta a momento flector de una sección de hormigón con armaduras corroídas.

la respuesta de la sección. Sin embargo, si se procede a realizar una predicción de su comportamiento futuro será preciso predecir la evolución de la contribución de la sección de hormigón con el tiempo. En el Manual Contecvet [1], se incluyen algunos criterios para predecir dicha contribución del hormigón dependiendo del nivel de corrosión y cuantía de armaduras entre otros factores.

Igualmente, los modelos para evaluar la capacidad resistente de una sección de hormigón armado con armaduras corroídas sometida a momento flector y esfuerzo normal (soportes) pueden ser los mismos que en una estructura que se proyecta. La evaluación requerirá que se consideren las secciones reducidas del hormigón y las armaduras. Además, deberán tomarse en consideración los aspectos siguientes:

- Reducción de la tensión máxima en las barras comprimidas debido a su posible pandeo prematuro por rotura de los cercos corroídos.
- Aumento de la excentricidad de las solicitaciones exteriores debida a una respuesta de la sección cuando el daño por corrosión es diferente en las caras del soporte.

A efectos de contemplar el pandeo prematuro de las barras comprimidas, observado en varios ensayos con soportes durante el proyecto Contecvet [1], se propone la expresión siguiente:

$$\sigma_s = K_1 f_{yk} \leq f_{yd} \quad (17)$$

siendo:

$\sigma_s$  la máxima tensión de cálculo de las barras comprimidas, en MPa

$K_1$  factor reductor debido al pandeo prematuro de las barras comprimidas, que se estima igual a 0,5 ante el fallo de un cerco, y entre 0,2 y 0 si se produce la rotura de más de un cerco consecutivo, en estructuras dimensionadas con la separación máxima entre cercos indicadas en el Eurocódigo 2 [2] que en el caso del Anejo Nacional español es igual a 15 veces el diámetro de las barras comprimidas.

$f_{yk}$  el límite elástico característico del acero, en MPa  
 $f_{yd}$  el límite elástico de cálculo del acero, en MPa

Por otra parte, el efecto del aumento de la excentricidad puede contemplarse con la expresión siguiente:

$$e_{total} = e_1 + e_2 + e_{corr} \quad (18)$$

siendo

$e_{total}$  la excentricidad a considerar en el dimensionado de la sección

$e_1$  la excentricidad de primer orden, igual a  $M_d/N_d$

$e_2$  la excentricidad de segundo orden si el elemento es esbelto

$e_{corr}$  excentricidad adicional debido al daño asimétrico de la sección de hormigón con armaduras corroídas, de valor inferior o igual al espesor del recubrimiento mecánico de las armaduras. Esta excentricidad solo tiene un efecto significativo en secciones con dimensiones pequeñas.

#### 4.6. ELU de agotamiento a tensión tangencial

De igual forma que en vigas sometidas a momento flector, en principio, los modelos para evaluar la capacidad resistente de una sección de hormigón armado con armaduras corroídas sometida a esfuerzo cortante pueden ser los mismos que en una estructura que se proyecta. La evaluación requerirá que se adopten los valores reducidos de las secciones de hormigón y armaduras.

Adicionalmente, deberá tomarse en consideración la reducción de la tensión última de adherencia:

- En elementos sin armadura a cortante (losas), reduciendo el efecto de la cuantía de la armadura traccionada  $\rho_1$  (expresión 6.2a del Eurocódigo 2 [2]) por el factor  $K$  definido en la expresión (15).
- En los elementos con armadura a esfuerzo cortante (vigas), limitando los valores del ángulo  $\theta$  de inclinación de la biela comprimida para reducir las tensiones de adherencia. En el Manual Contecvet [1], se sugiere adoptar un valor próximo a  $45^\circ$  para los casos de armaduras bastante corroídas.

Durante los ensayos de vigas con armaduras corroídas en el proyecto Contecvet [2] se produjeron casos de fallo prematuro a esfuerzo cortante en vigas diseñadas para romper a momento flector, debido a la rotura de algún cerco para cargas menores que la carga de rotura prevista por fallo a momento flector.

Por ello, al igual que en el fallo prematuro de los soportes por pandeo de las barras longitudinales, deberán adoptarse criterios conservadores cuando se evalúen vigas a esfuerzo cortante con corrosión por picaduras en sus cercos, que hayan sido dimensionadas con los cercos situados a la máxima distancia  $s_t$  permitida en el Eurocódigo 2 [2], de valor  $s_t = 0,75 d$ . En estos casos, el fallo de un cerco conlleva que la viga responda en esa zona a esfuerzo cortante como viga sin cercos.

#### 4.7. ELS de fisuración y deformación

La fisuración del hormigón en estructuras con armaduras corroídas puede ser debida a:

- La corrosión de las barras, con fisuras paralelas a las mismas.
- La deformación excesiva a tracción de las barras bajo la acción de las cargas de servicio, con fisuras perpendiculares a las armaduras.

En el primer caso, el ancho de fisura en la superficie del hormigón y su evolución pueden estimarse a través de la propuesta del apartado 3.2 u otra similar. En el segundo caso, el ancho de fisura debe estimarse a través de las expresiones del Eurocódigo 2 [2] pero modificando el valor de la cuantía de la armadura traccionada en las mismas, indicado en la expresión 7.10, considerando la sección reducida de las armaduras corroídas y la corrección por el factor  $K$  definido en (15) para considerar la disminución de la adherencia.

Por otra parte, la estimación de las deformaciones (flechas y giros) en vigas y losas con armaduras corroídas puede llevarse a cabo con lo indicado en el Eurocódigo 2 [2] considerando las secciones reducidas de hormigón y armaduras. Además, podrá ser necesario introducir el factor corrector  $K$  definido en (15) para contemplar la disminución de la tensión última de adherencia en la expresión 7.19 del Eurocódigo 2 [2] que considera el efecto del “tension stiffening”:

$$\zeta = 1 - K \beta \left[ \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right]^2 \quad (19)$$

#### 5. Consideraciones finales

Este artículo contempla un primer intento con algunas reflexiones acerca de las modificaciones que sería necesario introducir en el Eurocódigo 2 [2] para abordar la evaluación de estructuras de hormigón con armaduras corroídas y predecir su evolución futura.

El tema requiere mayor debate y consenso entre la comunidad científico-técnica hasta llegar a elaborar un texto normativo y contemplar otros tipos de deterioros.

Además, será necesario seguir avanzando en el conocimiento en esta materia:

- Basándose en otros ensayos que los realizados en el proyecto Contecvet [1] y en observaciones en estructuras sometidas a condiciones ambientales, sin acelerar el proceso de la corrosión de las armaduras.
- Profundizando en aspectos como:
  - La evolución del deterioro del hormigón con el tiempo (desprendimiento/spalling) para diferentes tipos de elementos, diferentes detalles de armado y diferentes estados tensionales debidos a las acciones exteriores.
  - La evolución de la pérdida de ductilidad del acero corroído.
- Obteniendo modelos algo más precisos en algunos temas (Ej.: tensión de adherencia versus deslizamiento de la armadura en elementos corroídos).

#### Agradecimientos

El primero de los autores de este trabajo participó en el proyecto Contecvet cuando era responsable del área de I+D+i en la empresa Geocisa contando con los medios de dicha empresa para su desarrollo.

Los autores agradecen a Pablo Anaya, arquitecto investigador en el IETcc, su colaboración en la preparación de las figuras de este artículo. También agradecen a la Comisión Europea por la financiación del proyecto Contecvet.

#### Bibliografía

- [1] CONTECVET. A validated user's manual for assessing the residual life of concrete structures. DG Enterprise, CEC. 2001. Disponible en: www.ietcc.csic.es
- [2] EN 1992-1-1: Eurocode 2 Design of concrete structures. Part 1-1 General rules and rules for buildings. CEN. 2004.
- [3] Tuutti K. Corrosion of steel in concrete. Swedish Cement and Concrete Institute (CIB). 1982;4-82. Stockholm.
- [4] EHE-08. Instrucción de hormigón estructural. Madrid: Ministerio de Fomento; 2008.
- [5] Bakker R. Prediction of service life reinforcement in concrete under different climatic conditions at given cover. En: Swamy RN, editor. Corrosion and Protection of Steel in Concrete International Conference. Sheffield (UK); 1964.
- [6] Model Code 2010. Final draft. Bulletins. FIB. 2012;65-6.
- [7] Sagüés AA. Modeling the effects of corrosion on the lifetime of extended reinforced concrete structures. Corrosion. 2003;854-66.
- [8] Bamforth P, Chapman-Andrews J. Long term performance of RC elements under U.K. coastal exposure conditions. En: Swamy N, editor. International Conference on Corrosion and Corrosion Protection of Steel in Concrete. Sheffield Academic Press; 1994. p. 139-56.
- [9] Song HW, Lee CH, Ann KY. Factors influencing chloride transport in concrete structures exposed to marine environments. Cement & Concrete Composites. 2008;30:113-21.
- [10] Andrade C, Sagera JL, Sanjuán MA. 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. 2000;19:121-34.
- [11] Andrade C, Díez JM, Alonso C. Mathematical modeling of a concrete surface “skin effect” on diffusion in chloride contaminated media. Advances Cement Based Materials. 1997;6:39-44.
- [12] Mangat PS, Molloy BT. Predicting of long term chloride concentration in concrete. Materials and Structures. 1994;27:338-46.
- [13] Izquierdo D, Alonso C, Andrade C, Castellote M. Potentiostatic determination of chloride threshold values for rebar depassivation. Experimental and statistical study. Electrochimica Acta. 2004;49: 2731-9.
- [14] Andrade C. Corrosion propagation modeling. 5<sup>th</sup> International Essen Workshop - TRANSCOND 07. Essen Germany, June 2007.
- [15] Andrade C, Rebolledo N, Pedrosa F. From the instantaneous corrosion rate to a representative value. En: Alexander MG, Beushausen HD, Dehn F, Moyo P, editores. Concrete repair, rehabilitation and retrofitting III. Londres: Taylor & Francis Group; 2012.
- [16] Alonso C, Andrade C, Rodríguez J, Díez JM. Factors controlling cracking of concrete affected by reinforcement corrosion. Materials and Structures. 1998;31:435-41.
- [17] UPC, IETcc, DRAGADOS: Predicción de los efectos estructurales del deterioro y refuerzo en puentes. Entregable 1.3.3. Proyecto I+D INNFACTO REHABCAR. Noviembre 2012.
- [18] ISO 13822. Bases for design of structures. Assessment of existing structures. International Standard Organization. February 2003.
- [19] EN 206 Concrete. CEN TC104.