




## Modelado de la corrosión de la armadura y estado límite de deterioro

 C. Andrade<sup>1\*</sup> 

 \*Autor de Contacto: [candrade@cimne.upc.edu](mailto:candrade@cimne.upc.edu)  
 DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v10i2.478>

Recepción: 08/12/2019 | Aceptación: 09/04/2020 | Publicación: 30/04/2020

### RESUMEN

En el presente trabajo se analizan las limitaciones de los modelos de iniciación de la corrosión con indicaciones prácticas para superarlas. Es una tendencia mundial el desarrollo de normativa basada en prestaciones como se plasmó en el Código Modelo MC2010 del FIB. Sin embargo, los modelos de predicción todavía adolecen de mucha incertidumbre cuando se aplican a una estructura específica, a pesar de lo cual es creciente el número de especificaciones en grandes infraestructuras que exigen 100 años o más de vida útil. También se comentan la etapa de despasivación y el período de propagación con consideraciones sobre su tratamiento probabilista. Se propone considerar el inicio de la corrosión como un "estado límite de deterioro o iniciación" (DLS o ILS) con un ejemplo de cálculo.

**Palabras clave:** hormigón; cloruros; carbonatación; corrosión; fiabilidad.

**Citar como:** Andrade, C. (2020), "Modelado de la corrosión de la armadura y estado límite de deterioro", Revista ALCONPAT, 10(2), pp. 165 – 179, DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v10i2.478>

<sup>1</sup> International Centre for Numerical Methods in Engineering (CIMNE), Spain.

### Información Legal

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

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

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

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

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el primer número del año 2021 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del tercer número del año 2020.

## Rebar corrosion modelling and deterioration limit state

### ABSTRACT

In present work the limitations of the models of corrosion initiation with indications to overcome them, are presented. Performance based design of durability is at present a trend considered in FIB Model Code (MC2010). However, we are still far from accurately predicting the performance of a structure in a specific environment, in spite of which performance-based requirements are introduced in the concrete specifications of large infrastructures demanding 100 years or more of service life. Also are commented the depassivation step and the propagation period with considerations on their probabilistic treatment. It is proposed to consider corrosion onset as a "deterioration or initiation Limit State" (DLS or ILS). An example of calculation the time to cover-cracking induced corrosion is included.

**Keywords:** concrete; chlorides; carbonation; corrosion; reliability.

## Modelagem da corrosão da armadura e estado limite de deterioração

### RESUMO

O presente trabalho analisa as limitações dos modelos de iniciação à corrosão com indicações práticas para superá-los. É uma tendência global desenvolver regulamentos baseados em desempenho, conforme incorporados no Código do modelo FIB MC2010. No entanto, os modelos de previsão ainda sofrem grande incerteza quando aplicados a uma estrutura específica, apesar do aumento do número de especificações em grandes infraestruturas que requerem 100 anos ou mais de vida útil. O estágio de despassivação e o período de propagação também são discutidos com considerações sobre seu tratamento probabilístico. Propõe-se considerar o início da corrosão como um "estado limite de deterioração ou iniciação" (DLS ou ILS) com um exemplo de cálculo.

**Palavras-chave:** concreto; cloretos; carbonatação; corrosão; confiabilidade.

## 1. INTRODUCCIÓN

La predicción de la vida útil relacionada con la corrosión de la armadura es una disciplina que se está desarrollando mucho a partir de la publicación de modelos matemáticos de cálculo (Tuutti, 1982; Bakker, 1994; CONTECVET Manual, 2001; DURACRETE, 1998; MC 2010, 2012;) y es creciente la demanda en las infraestructuras críticas de vidas útiles de 100 años o más. Estos modelos están basados en suponer que el frente de carbonatación o el contenido límite de cloruros penetran siguiendo la ley de difusión de Fick en estado no estacionario. Sin embargo, se tiene que resaltar que ningún modelo se ha aplicado a estructuras más antiguas de 30 años y los cementos y hormigones fabricados hace 100 años son diferentes de los actuales. Esta falta de comprobación a largo plazo es importante que sea tenida en cuenta por los proyectistas y prescriptores, porque se encuentra frecuentemente a nivel internacional que los contratos requieren vidas útiles de 120 o 150 años que deben ser consideradas más como un deseo que como un hecho. No hay forma en la actualidad de distinguir al ensayar un hormigón que vaya a durar 100 años de otro con 120 años. A pesar de esta limitación es ciertamente importante estudiar los ensayos y modelos relacionados con la durabilidad, precisamente para mejorar el conocimiento y responder a los interrogantes.

La incertidumbre de la predicción ha llevado a aplicar los conceptos de análisis probabilista de riesgo y por ello, en el Código Modelo del FIB MC2010 (MC 2010, 2012) se definen varias funciones de estado límite (FEL) relacionadas con carbonatación, ingreso de cloruros, ataque por hielo-deshielo y lixiviación. La consideración de las incertidumbres lleva a la necesidad de

identificar el tipo de estado límite que debiera aplicarse a los procesos relacionados con la durabilidad y cuál es la probabilidad de fallo por corrosión o deterioro que sería la adecuada. En el presente trabajo se comentarán algunos de los aspectos relacionados con las limitaciones de los modelos de corrosión de la armadura y sus aspectos probabilistas siguiendo la secuencia típica de periodo de iniciación, límite de despasivación y propagación de la corrosión para finalizar con algunas consideraciones sobre el estado límite asociado a la corrosión.

### 1.1 Período de Iniciación

La carbonatación y los cloruros son las dos causas más importantes que provocan la corrosión de la armadura (Bazant, 1979; Tuutti, 1982; CONTECVET Manual, 2001; DURACRETE, 1998; MC 2010, 2012). La carbonatación presenta una velocidad de ingreso que es casi constante y por lo tanto, se puede aplicar la típica regla de la “raíz cuadrada del tiempo” (ecuación [1]) donde  $V_{CO_2}$  es la velocidad de carbonatación en las condiciones de referencia y  $x_c$  es la penetración de carbonatación.

$$x_c(t) = k_{CO_2} \cdot \sqrt{t} \quad [1]$$

Esta  $V_{CO_2}$  depende de la composición del hormigón, relación a/c, tipo de cemento y adiciones minerales y de la influencia de la puesta en obra de las condiciones de exposición (humedad relativa (HR) media y concentración de  $CO_2$ ). En general, la carbonatación progresa más rápido cuando la HR en el exterior está entre el 45 y el 65%. La profundidad de carbonatación disminuye cuando la HR es más elevada (Bakker, 1994) (figura 1). La introducción de este efecto en la ecuación [1] lo abordan los modelos de diferente manera, que son:

- Usando una raíz diferente de la cuadrada (por ejemplo, la raíz cubica). El resultado es una atenuación de la penetración de la carbonatación.

$$x_c(t) = k_{CO_2} \cdot \sqrt[3]{t} \quad [1']$$

- Multiplicando por un “factor climático” ( $W_{Rain}$ ) (Bakker, 1994; Galan et al. 2010) menor de la unidad, por ejemplo tomando en cuenta el «período de humectación» por año (días de lluvia por año con respecto a 365)

$$x_c(t) = k_{CO_2} \cdot W_{Rain} \cdot \sqrt{t} \quad [1'']$$

En la figura 1 se muestra la comparación de las velocidades de carbonatación (Galan et al. 2010) de ensayos en probetas en el clima de Madrid durante 4 años de dos tipos de hormigón (con relaciones a/c de 0.45 y 0.6 y con 400Kg y 300 Kg de cemento por  $m^3$  de hormigón) expuestos en el exterior protegido o expuesto a la lluvia. La ecuación que los relaciona se da a continuación y puede resultar diferente en otros climas.

$$V_{CO_2}(protegido) = 1.4 V_{CO_2}(no protegido) + 1.6 \quad [1a]$$

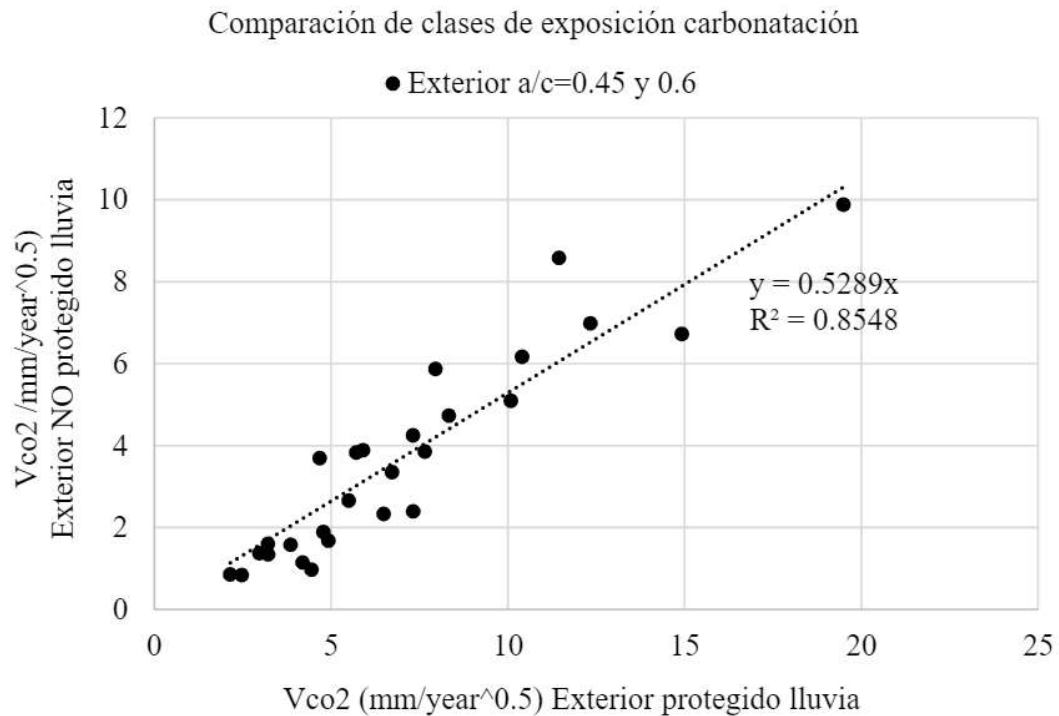


Figura 1. Comparación de valores de velocidad de carbonatación de hormigones expuestos a la lluvia y protegido en el clima de Madrid durante 4 años.

Esta ecuación indica una relación que hace equivalente a utilizar un exponente de 0.31 en lugar de 0.5 en la ecuación [1'] y como se deduce de la figura 1, significa que la velocidad de carbonatación de los hormigones ensayados y expuestos a la lluvia resulta en Madrid aproximadamente la mitad que cuando están protegidos de la lluvia.

En el caso del *ingreso de cloruros*, el cálculo se realiza a través de la expresión denominada “ecuación de la función de error” (ecuación) [2]) donde  $C(x,t)$  es la concentración crítica de cloruros que provoca despasivación en el interior del hormigón a una distancia  $x$  en el tiempo  $t$ ,  $C_s$  es la concentración en la superficie del hormigón y  $D_{ap}$  es el coeficiente de difusión Aparente:

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

Con respecto al ingreso de cloruros se han identificado tres limitaciones principales para la aplicación de la ecuación [2] (Andrade, 2014):

1. La disminución del Coeficiente de Difusión Aparente con el tiempo (Mangat and Molloy, 1994)
2. La variación de la concentración superficial debido a la variabilidad del ambiente exterior y la carbonatación (Andrade, 1997)
3. El desarrollo de un máximo en el perfil de cloruros en lugar de tener este máximo en la superficie del hormigón (Andrade et al, 2015).

La disminución con el tiempo del  $D_{ap}$  se acomete empíricamente (Mangat and Molloy, 1994) considerando el uso de la ecuación [3] (figura 2) donde  $n$  = “factor de edad”,  $D_0$  es el coeficiente en el tiempo  $t_0$  inicial de ensayo (normalmente 28 días) y  $t_i$  es el periodo que se supone dura la disminución del coeficiente:

$$D_{ap}(t) = D_0 \cdot \left(\frac{t_1}{t_0}\right)^{-n} \quad [3]$$

Esta ecuación indica que el valor inicial del  $D_{ap}$  se cambia para los cálculos de la ecuación [2] por otro menor. Aunque esta ecuación es generalmente aceptada, no lleva la sugerencia de cómo y cuándo ensayar esta disminución y el periodo de tiempo al que se debe aplicar. Por ello, si se aplica a un periodo largo, se obtiene un coeficiente demasiado bajo como se deduce de la figura 2, donde se comprueba que, dependiendo del factor de edad considerado, la disminución puede ser de uno o dos órdenes de magnitud. Por lo tanto, debido a las incertidumbres de la extrapolación del corto tiempo al largo plazo, la disminución debe ser limitada. Una posible “buena práctica” consiste en limitarla en función del tipo de cemento, como la disminución a un año (cemento portland puro), 5 años (cementos con adiciones minerales diferentes de las escorias o el filler calizo) y de 10 años (cementos con escorias como adición mineral) o limitar a una disminución máxima de un orden de magnitud. Finalmente, una modificación de la ecuación [2] ha sido propuesta por Gulikers (Tang and Gulikers, 2007) (ver ecuación [4])

$$D_{ap} = \frac{D_0}{1-n} \cdot \left(\frac{t_0}{t_1}\right)^n \quad [4]$$

Calculando el valor de  $D_{ap}$  a través de esta ecuación el resultado es similar cuando se usan elementos finitos o cuando se aplica el cálculo analítico directo de la ecuación de la ecuación [2].

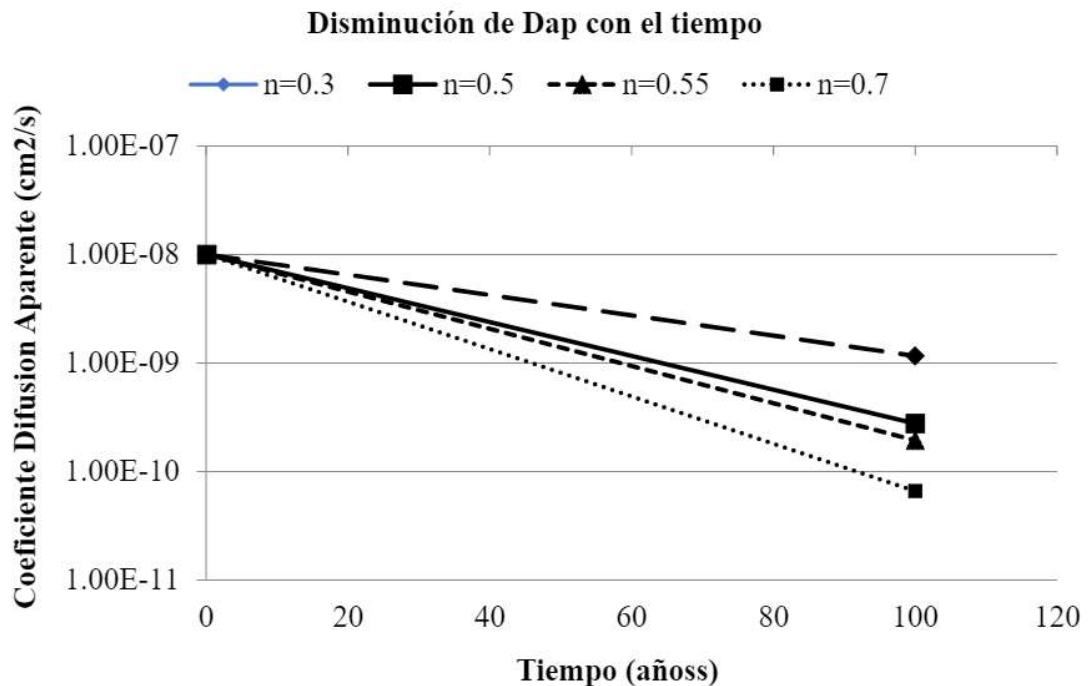


Figura 2. Disminución del Coeficiente de Difusión Aparente en función de factores de edad de 0.3 a 0.7.

Para superar el problema de la variación en el tiempo de la  $C_s$  una posibilidad es utilizar el valor que se obtienen en el ensayo de difusión natural que dura 90 días. El tiempo de ensayo es lo suficientemente largo como para pensar que se ha alcanzado el equilibrio de combinación en la superficie con todo el cloruro de la solución exterior.

La otra limitación principal tiene relación con la formación de un máximo en el perfil de concentración de cloruros (figura 3 izquierda) (Andrade, 2015). El máximo se atribuye a la “convección” por absorción capilar, aunque es más probable que sea por carbonatación de la superficie, pero estas razones no son suficientes para explicar cómo es posible que la concentración superficial sea menor que la exterior, porque la concentración en la figura 3 es prácticamente cero en la superficie del hormigón. Es necesario también resaltar que, para deducir el coeficiente de difusión Aparente, se puede ajustar la ecuación [2] a este perfil siempre que el “cero” de distancia (figura 3-derecha) se posicione en el máximo (Andrade, 2015) ya que el perfil desde ese máximo si se ajusta a la ley de Fick. Es decir, el ajuste de la ecuación [2] no se debe hacer extrapolando hacia la superficie desde el máximo, porque esa concentración superficial así obtenida sería mucho mayor que la real. El valor de  $x_0$  en la figura (distancia del máximo a la superficie) se debe añadir al resultado del cálculo de profundidad de la concentración límite de cloruros a partir de la ecuación [2] (Andrade, 2015). Lo que no se conoce es por qué la concentración de cloruros baja en la superficie y como el máximo progresa hacia el interior, esto es, la ley de su progreso a largo plazo.

$$\text{Profundidad del límite de cloruros} = x_0 + x \text{ (calculado desde } x_0) \quad [5]$$

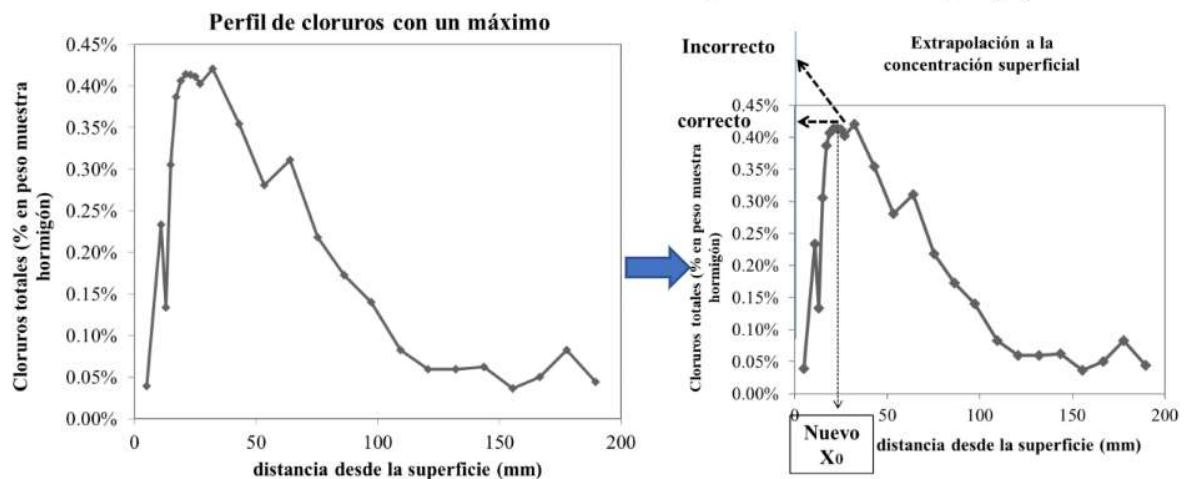


Figura 3. Izquierda: perfil típico con un máximo en el interior del hormigón y no en la superficie. Derecha: extrapolación para obtener la concentración superficial de cloruros que se debe usar en los cálculos.

## 1.2 Etapa de Despasivación

Se supone que la despasivación es sinónimo de comienzo de la corrosión, pero no es fácil identificar el comienzo de la corrosión en las estructuras reales porque la zona despasivada inicial puede ser tan pequeña (figura 4) que sea prácticamente indetectable. No aparece en esa etapa ningún signo exterior hasta que el recubrimiento se fisura o aparecen manchas de corrosión en la superficie. En el comienzo de la corrosión no hay cambios en la capacidad de “servicio” del hormigón que sean detectables. Por lo tanto, a menos que se haga un seguimiento de los parámetros asociados a la corrosión, no se puede identificar el comienzo del proceso. Pero incluso si se instrumenta la estructura con métodos electroquímicos, la identificación de la despasivación en condiciones reales no es una tarea fácil debido a los cambios de temperatura y humedad. Esta dificultad de detectar y medir el momento de la despasivación no se va a acometer en el presente trabajo, pero si se van a abordar a continuación algunas consecuencias de este hecho.



Figura 4. Pequeña zona despasivada debido al ataque por cloruros.

Dos aspectos principales de la despasivación se van a comentar: su duración y la dispersión en los valores del límite de cloruros. La duración porque la despasivación no es un fenómeno instantáneo, sino que dura un periodo de tiempo debido a la heterogeneidad intrínseca del hormigón que hace que el frente agresivo sea irregular.

En la *carbonatación* el límite de despasivación se alcanza cuando el pH baja a valores entre 8-9, que justo coincide con el cambio de color de la fenolftaleína de púrpura a incolora. Debido a la presencia de los áridos el frente de carbonatación no es completamente paralelo a la superficie (Thiery, 2007) sino que es irregular y por tanto la superficie de la barra se despasiva igualmente irregular (figura 5), lo que se mantiene hasta que el frente avanza más. La variabilidad del frente se puede caracterizar con un valor medio y una desviación estándar (por ejemplo, resultando un coeficiente de variación del frente entre el 15% y el 25%).

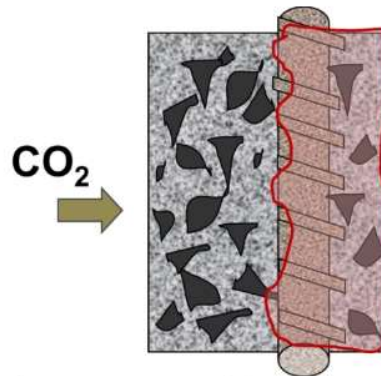


Figura 5. Irregularidades que pueden aparecer en el frente de carbonatación y que producen una corrosión localizada de la superficie de la barra.

Con respect al *ingreso de cloruros* la corrosión comienza cuando alcanza la superficie de la barra una concentración crítica. El valor normal considerado en muchas normativas es el del 0,4% en relación al peso de cemento, aunque valores de hasta el 2-3% pueden no inducir corrosión en determinadas circunstancias. Por tanto, el límite no es un valor fijo, sino que la corrosión se puede producir en un rango de valores (Izquierdo et al. 2004; Markeset, 2009) que se puede tratar estadísticamente. En la figura 6 se muestra la distribución encontrada por Izquierdo et al (Izquierdo et al. 2004) que tiene un valor medio de 0.7% (en masa de hormigón) con una desviación estándar de 0,2%. La distribución encontrada por Markeset (Markeset, 2009) en puentes reales es casi igual

(realizada sobre puentes en Noruega en testigos extraídos hasta la barra y observando su superficie para detectar corrosión incipiente, lo que se identificaba con el cloruro límite en la muestra).

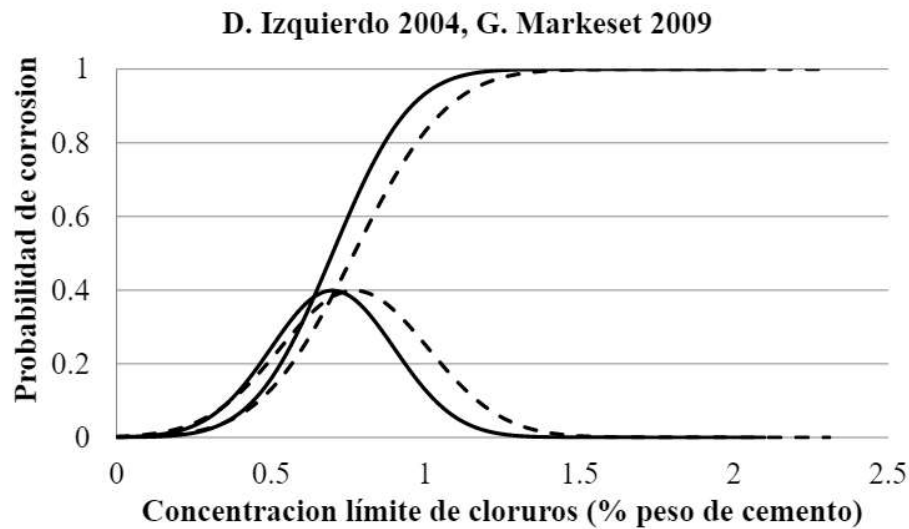


Figure 6. Distribuciones estadísticas del límite de cloruros de Izquierdo (línea continua) (Izquierdo et al. 2004) obtenida en condiciones de laboratorio y la de Markeset (línea discontinua) (Markeset, 2009) medida en estructuras reales.

### 1.3 Propagación de la corrosión

El avance progresivo de la corrosión y de disminución del diámetro de la armadura, así como de la formación de óxidos inducirá varias consecuencias en el comportamiento estructural que fueron descritos en el Manual Contecvet (CONTECVET Manual, 2001) (figura 7):

- (a) Disminución del diámetro de la barra y de la ductilidad del acero.
- (b) Fisuración del recubrimiento
- (c) Reducción de la adherencia acero/hormigón y
- (d) Disminución de la capacidad estructural.

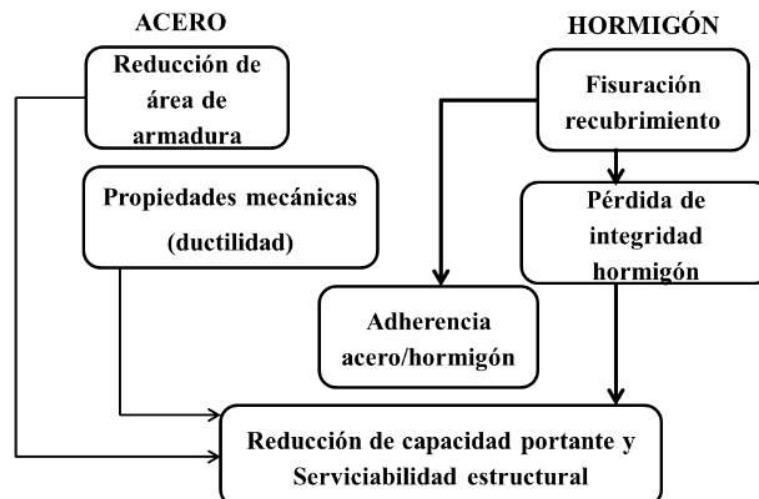


Figura 7. Consecuencias de la corrosión de la armadura (CONTECVET Manual, 2001).

Para calcular el tiempo hasta que se alcance alguna de estas condiciones de “fallo” es necesario tener un modelo de cómo evoluciona la pérdida de diámetro de las barras. Un modelo se propuso



hace tiempo por Andrade et al (Andrade, 1989; Andrade, 2004) basado en el modelo de Tuutti (Tuutti, 1982). Este modelo se ha actualizado recientemente (Andrade, 2017) y se muestra en la figura 8 como un periodo de propagación bi-lineal según se expresa en la ecuación [5]

$$t_p = t_{p1} + t_{p2} = \frac{P_{corr1}}{V_{corr1}} + \frac{P_{corr2}}{V_{corr2}} \quad [5]$$

Donde  $t_p$  es el periodo de propagación,  $P_{corr}$  es la pérdida de diámetro o “corrosión acumulada”  $V_{corr}$  es la velocidad de corrosión,  $\phi_0$  es el diámetro inicial,  $\phi_t$  es el diámetro en el tiempo  $t$ . El factor de conversión de la  $V_{corr}$  en  $I_{corr}$  es:  $V_{corr}$  (mm/year) = 0.0116 ·  $I_{corr}$  ( $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ ). La figura 8 presenta el modelo completo de vida en servicio teniendo en cuenta que la posibilidad de corrosión no es solo que la velocidad sea constante (caso línea A) sino presentando la posibilidad de que la propagación sea en dos etapas: la línea B sería el caso cuando la corrosión disminuye con el tiempo y la línea C el caso que la corrosión aumente con el tiempo (por ejemplo cuando el recubrimiento se fisura debido a la corrosión en un ambiente muy húmedo). La figura también muestra una “condición de fallo” de fisuración (estado límite de fisuración paralela a la armadura) en función del grado de corrosión (Andrade, 2017).

La velocidad de corrosión depende de la porosidad, el grado de saturación y la temperatura en cada ambiente local. Tomando como referencia las clases de exposición de la norma europea EN 206, en la tabla 1 se dan valores de la  $V_{corr}$  (considerando su progreso lineal) y de los tiempos de humectación ( $W_t$ ) con sus desviaciones estándar (CONTECVET Manual, 2001). También se da el factor de corrosión localizada  $\alpha$ .

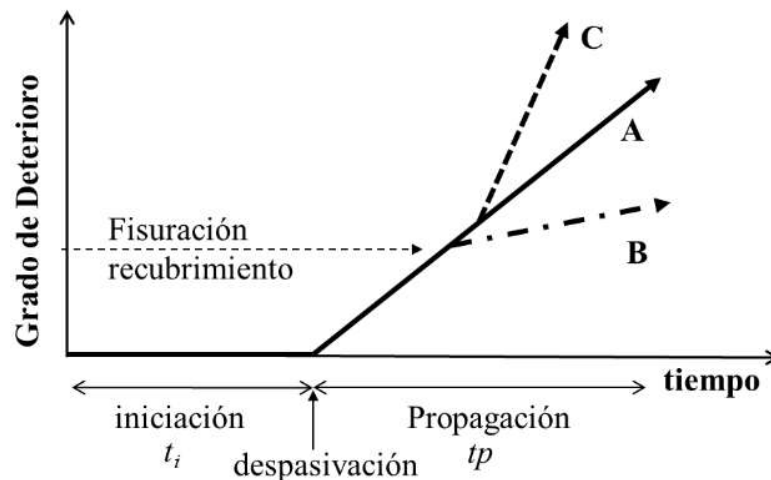


Figura 8. Modelo de vida útil con diferentes tendencias en el periodo de propagación.

Tabla 1. Valores de  $V_{corr}$ ,  $W_t$  y factor de corrosión local  $\alpha$  (2.3)

CLASES DE EXPOSICION	$V_{corr, a}$ [mm/year]			$W_t$ [-]			$\alpha$ (factor de corrosión local)		
	Media	St. Dev.	Distr.	Media	St. Dev.	Distr.	Media	St. Dev.	Distr.
No riesgo de corrosión	0								
<b>CARBONATACION</b>									
Protegido de la lluvia	0.002	.003		.5	.12	N			
No protegido	0.005	.007		.75	.20				

CLORUROS									
Húmedo	.004	.006			.25		.28	.04	
Ciclos humedad-secado	.030	.040		.75	.20		.28	.04	
Aerosol marino	.030	.040		.5	.12		.28	.04	
Sumergido	No se espera corrosión activa o 0.010								
Zona de mareas	.070	.100			.25	N	.28	.04	

Como el clima se repite cada año o se mantiene constante, la corrosión acumulada o penetración de corrosión  $P_{corr}$ , (ver figura 9) que es la pérdida de diámetro  $P_{corr} = \Delta\phi = \phi_0 - \phi_i$ , como se ha comentado previamente puede ser lineal con respecto al tiempo (línea A en la figura 8) o puede ser considerada en dos etapas donde la corrosión puede disminuir con el tiempo ( $V_{corr1} > V_{corr2}$  - línea B) o puede aumentar ( $V_{corr1} < V_{corr2}$  - línea C).

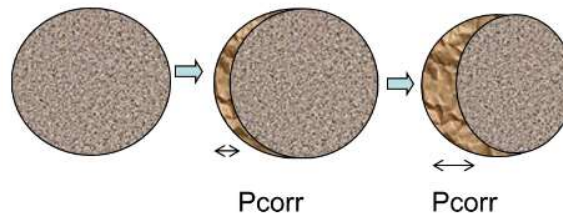


Figura 9. Evolución de la pérdida de diámetro  $P_{corr}$  con el avance del frente agresivo.

Si la corrosión es localizada, hay una dependencia de la profundidad de la picadura con respecto al ataque homogéneo por la que se puede establecer que (Gonzalez et al, 1995, CONTECVET Manual, 2001):

$$I_{pit} = I_{corr} \cdot \alpha \quad [6] \quad \text{o} \quad P_{pit} = P_{corr} \cdot \alpha \quad [6']$$

Donde  $\alpha$  es el “factor de picadura o ataque local” (ver tabla 1) que tiene en cuenta la máxima profundidad. Es decir, la profundidad local del ataque es  $\alpha$  veces mayor que hubiera sido el ataque homogéneo generalizado. El valor medio es de  $\alpha = 10$ , aunque en el caso de cloruros puede variar entre 3 y 15 veces.

## 2. ESTADO LIMITE DE CORROSION

La evolución hacia un diseño de la durabilidad basado en el comportamiento o desempeño ha añadido el tratamiento probabilista de la corrosión en el cálculo de la durabilidad del hormigón, tal y como se ilustró en el proyecto Duracrete (3) y se incorporó al Código Modelo 2010 de la FIB (MC 2010, 2012) Para el tratamiento probabilista se necesita una Función de Estado Límite (FEL) cuya formulación general se presenta en la expresión [7]. Así, una probabilidad de despasivación se puede formular como:

$$P\{\} = P_{dep} = P\{t_{SL} - t_{ini}\} < P_0 \quad [7]$$

donde:

- $P\{\}$  es la probabilidad de despasivación,
- $t_{SL}$  es la vida en servicio [años],
- $t_{ini}$  es el periodo de iniciación [años],

- $P_0$  es la probabilidad de diseño para la despasivación

La expresión general se particulariza para cada proceso de deterioro. En el caso de la corrosión, el límite tradicional es el comienzo de la corrosión. Sin embargo, ese estado límite (de servicio- ELS) no se ajusta a su tradicional definición como indican las normas ISO 16204 (18) e ISO 2394 (19): *un estado que, en la estructura o en uno de sus elementos, corresponde a condiciones en las que ya no se satisfacen los requisitos de serviciabilidad (funcionalidad) especificados en el proyecto.* No se ajusta porque cuando la corrosión justo empieza, no se detecta ningún daño a nivel estructural, ni se detecta ningún efecto al exterior de la estructura. Todos los requisitos relacionados con la funcionalidad siguen cumpliéndose durante los primeros estadios de la corrosión. Parece por tanto más apropiado aplicarle la definición que se encuentra en la norma ISO standard 13283 (ISO, 2008) sobre lo que llama el estado límite de deterioro o de iniciación al deterioro (DLS o ILS): *un estado que corresponde a la iniciación de deterioro significativo en el elemento estructural.*

Una consecuencia de esta propuesta es que la probabilidad de despasivación puede no ser la típica asociada a un estado de servicio clásico (probabilidades alrededor del 10%) sino una que tenga en cuenta directamente las consecuencias de iniciación de la corrosión. Estas consecuencias fueron mencionadas antes (figura 7) y son posible de analizar si se toman los valores sugeridos de  $V_{corr}$ , y se aplican en el modelo de propagación sugerido. Teniendo en cuenta estas consecuencias el proyectista puede seleccionar la probabilidad de fallo más adecuada para limitar el desarrollo de la corrosión. Posteriormente el proyectista deberá comprobar también el efecto de la corrosión en los estados límite de servicio o últimos. Las etapas del procedimiento para el diseño (probabilista) brevemente incluyen:

- La identificación de la velocidad de corrosión en la clase de exposición particular (tabla 1)
- El cálculo de la reducción del área de las barras por la corrosión y las propiedades reducidas de la adherencia acero/hormigón a diversos tiempos para obtener un diagrama como el de la figura 8.
- Con la  $V_{corr}$  seleccionada y su desviación estándar se calcula la probabilidad de alcanzar una  $P_{corr} = 50 \mu\text{m}$  (asociada a producir una fisura incipiente alrededor de la barra, esto es, de llegar al DLS). Esta probabilidad de deterioro no tiene que ser obligatoriamente el 10% como se sugiere en el MC2010.
- El tiempo de propagación así calculado será el tiempo extra por añadir a la iniciación como tiempo de vida en servicio.

## 2.1 Ejemplo: comprobación de la fisuración inducida pro-corrosión

Para ilustrar un ejemplo, se supone una fisura paralela a la barra producida por la corrosión. Si aparece una fisura en la superficie, este estado si se puede considerar como, al igual que las fisuras transversales, no satisfaciendo el estado límite de servicio, es decir “*superando los requisitos especificados en el proyecto*”.

Este estado límite de fisuración se puede expresar como se sugiere en el MC2010 (MC 2010, 2012) a través de la ecuación [8]:

$$P\{\} = P_{crack} = P\{t_{SL} - t_{ini} - t_{prop} > 0\} < P_0 \quad [8]$$

dónde:  $P\{\}$  es la probabilidad de que aparezcan fisuras paralelas a la armadura,  $t_{SL}$  es la vida útil de diseño en años,  $t_{ini}$  es el periodo de iniciación, en años,  $t_{prop}$  el de propagación en años,  $P_0$  es la probabilidad definida en el proyecto o de diseño.

La figura 10 muestra como ejemplo el resultado del cálculo si el límite que se supone asociado a la aparición de la fisura es de  $P_{corr} = 100 \mu\text{m}$  de disminución del diámetro de la barra. En el ejemplo se han supuesto varios coeficientes de difusión y sus velocidades de corrosión asociadas a la calidad del hormigón, con un recubrimiento en un elemento hipotético de 5 cm y una vida útil de 100 años. La deducción más importante de estas figuras es que la probabilidad no es única, si no que varía

con el coeficiente de difusión y la velocidad de corrosión. Otra deducción importante es que el factor de edad o el coeficiente de variación también influyen la probabilidad de alcanzar las 100  $\mu\text{m}$  de pérdida de diámetro dentro del periodo de la vida útil. También, que lógicamente, la probabilidad de alcanzar las 100  $\mu\text{m}$  es más pequeña cuando el hormigón es de buena calidad porque la despasivación se producirá más tarde. Por el contrario, más baja calidad del hormigón muestra una probabilidad de despasivación mayor al final de su vida útil. Por lo tanto, no se puede definir una probabilidad de fallo única, sino que dependerá de la calidad del hormigón. Este hecho de variable probabilidad es lo que lleva a los formatos semi-probabilistas en los Códigos en los que se adopta un “coeficiente de seguridad” general. Para ello se realiza el cálculo de muchos casos y se analizan las consecuencias económicas asociadas para seleccionar un óptimo que suponga el máximo de seguridad al mínimo costo.

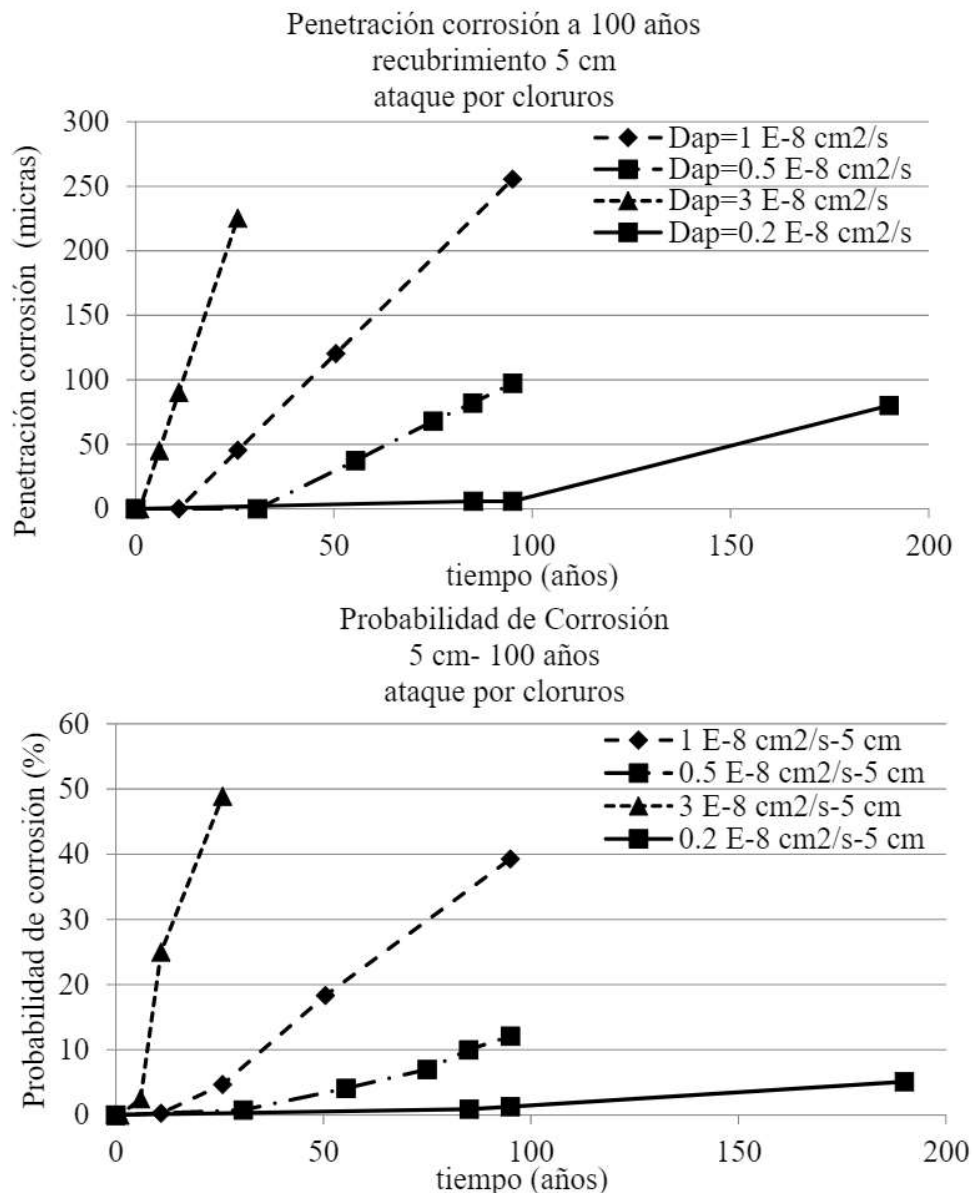


Figura 10. En la parte superior se muestra el tiempo para alcanzar una  $P_{\text{corr}} = 100 \mu\text{m}$  para varios  $D_{\text{ap,C1}}$ . En la parte inferior se muestra la probabilidad de fallo que es diferente según los valores de  $D_{\text{ap,C1}}$  tomados y sus velocidades de corrosión asociadas.

## 2.2 Comprobación de los estados límite últimos, ELU.

La metodología para el cálculo de los ELU es similar al cálculo del DSL a través de la corrosión acumulada,  $P_{corr}$ , en la parte exterior de la barra (figura 9) y su consideración como corrosión homogénea o local. A partir de la sección reducida del acero y del hormigón y de la adherencia acero/hormigón disminuida se puede recalcular la pérdida de capacidad portante de la sección. Esta fuera del objetivo del presente trabajo una descripción más detallada que se puede encontrar en (CONTECVET Manual, 2001) o las publicaciones del proyecto Duracrete (DURACRETE, 1998).

## 3. CONCLUSIONES

A pesar de los progresos de los ultimo 20 años en el cálculo de la vida útil y la publicación de los modelos en el MC2010 quedan numerosas incertidumbres por lo que las predicciones a 100 años no son suficientemente precisas. En el trabajo presente se ha tratado de proponer algunos avances con respecto al estado del arte.

- Modelo de carbonatación: la necesidad de tener en cuenta el factor ambiental, por ejemplo cuando la estructura está expuesta en el exterior sin proteger de la lluvia. El factor es necesario determinarlo con una desviación estándar.
- Modelo de cloruros: la variación de la concentración superficial y del coeficiente de difusión se deben tener en cuenta en el modelo de Fick, así como la posibilidad de que se forme un máximo en el perfil de concentración en el interior y no en la superficie. La concentración en este máximo es la “fuerza impulsora” (equivalente a la concentración superficial) para el avance del perfil de cloruros.
- Propagación de la corrosión: el modelo está basado en la corrosión acumulada ( $P_{corr}$ ) y en la velocidad de corrosión ( $V_{corr}$ ). Esta última depende del grado de saturación (tiempo de humectación) y de la temperatura.
- Se propone un nuevo Estado límite de Deterioro (DLS) como lo define la norma ISO 13283. Su probabilidad debe hacerse depender de la importancia de la estructura y las consecuencias de la corrosión. Esta probabilidad no tiene por qué ser del 10% como se ha asociado hasta ahora la despasivación (MC 2010, 2012). Factores de seguridad generales se deben calcular con las probabilidades de fallo y las consecuencias económicas.
- Los estados límite de servicio y últimos deben ser los mismos que para una estructura no deteriorada, pero considerando la reducción de área de las barras, la fisuración del recubrimiento y la pérdida de adherencia como se explica en el Manual Contecvet.

## 4. AGRADECIMIENTOS

La autora agradece la financiación recibida del Ministerio de Economía, Industria y Competitividad de España. También agradece las fructíferas discusiones en el comité 8.3 de la comisión 8 de Durabilidad de la FIB, así como con los miembros del JCSS redactores del capítulo “Environmental loads” del Probabilistic Model Code

## 5. REFERENCIAS

- Andrade, C. (2014). *2013 W.R. Whitney Award Lecture: Probabilistic Treatment of the Reinforcement Corrosion*. Corrosion, vol. 70, No. 6. pp. 643-651, <https://doi.org/10.5006/1049>
- Andrade, C. (2017), *Reliability analysis of corrosion onset: initiation limit state*, Journal of Structural Integrity and Maintenance, Pages 200-208, <https://doi.org/10.1080/24705314.2017.1388693>
- Andrade, C., Alonso, C., Gulikers, J., Polder, R., Cigna, R., Vennesland, Ø., Salta, M., Raharinaivo, A., Elsener, B. (2004). "RILEMTC 154-EMC: Electrochemical Techniques for Measuring Metallic Corrosion. Recommendations Test methods for on-site corrosion rate measurement of steel reinforcement in concrete by means of the polarization resistance method." Materials and Structures, 37(273): 623-643.
- Andrade, C., Alonso, C., Rodríguez, J. (1989), "Remaining service life of corroding structures", Proceedings IABSE Symposium on Durability, Lisbonne, pp. 359-363
- Andrade, C., Climent, M. A., de Vera, G. (2015), *Procedure for calculating the chloride diffusion coefficient and surface concentration from a profile having a maximum beyond the concrete Surface*, Materials and Structures 48:863–869, <https://doi.org/10.1617/s11527-015-0543-4>
- Andrade, C., Díez, J. M., Cruz Alonso, A. (1997) "Mathematical modelling of a concrete surface "skin effect" on Diffusion in chloride contaminated media". Advances Cement Based Materials, vol.6 (2), 39-44. [https://doi.org/10.1016/S1065-7355\(97\)00002-3](https://doi.org/10.1016/S1065-7355(97)00002-3)
- Bakker, R. (1994), "Prediction of service life reinforcement in concrete under different climatic conditions at given cover", Corrosion and Protection of Steel in Concrete International Conference, Sheffield (U.K.), R.N. Swamy Ed.
- Bazant, Z. P. (1979), *Physical Model for steel corrosion in concrete sea structures. Theory and application*. ASCE Journal of structural Division, June- ST6-p. 14551 (1138-1153)
- CONTECVET Manual (2001), *A validated user's manual for assessing the residual life of concrete structures*, DG Enterprise, CEC. (The manual can be downloaded from the web site of [www.ietcc.csic.es](http://www.ietcc.csic.es))
- DURACRETE (1998), *Probabilistic Performance based durability design of concrete structures*, Brite EuRam Project 95 – 1347.
- Galan I., Andrade C., Mora P., Sanjuan M. A. (2010), *Sequestration of CO2 by Concrete Carbonation*, Environ. Sci. Technol. 44, 3181–3186.
- Gonzalez J.A., Andrade C, Alonso C, Feliu S. (1995), *Comparison of rates of general corrosion and maximum pitting penetration on concrete embedded steel reinforcement*. Cement and Concrete Research; 25(2): 257-264.
- International Organization for Standardization (ISO) (2012), *ISO 16204-Durability — Service life design of concrete structures*.
- International Organization for Standardization (ISO) (2015), *ISO 2394- General principles of reliability for structures*.
- International Organization for Standardization (ISO) (2008), *ISO 13283- General principles on the design of structures for durability*.
- Izquierdo, D., Alonso, C., Andrade, C., Castellote, M. (2004). *Potentiostatic determination of chloride threshold values for rebar depassivation Experimental and statistical study*, Electrochimica Acta, 49(17-18): 2731-2739, <https://doi.org/10.1016/j.electacta.2004.01.034>
- Mangat, P. S., Molloy, B. T. (1994), *Predicting of long term chloride concentration in concrete*. Materials and Structures, 27, 338-346. <https://doi.org/10.1007/BF02473426>
- 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. 8593-596, <https://doi.org/10.1002/maco.200905288>

Revista ALCONPAT, 10 (2), 2020: 165 – 179

MC 2010 (2012), *The FIB Model Code for Concrete Structures 2010*. FIB <http://www.FIB-international.org/FIB-model-code-2010>.

Tang, L., Gulikers, J. (2007), *On the Mathematics of Time-dependent Apparent Chloride Diffusion Coefficient in Concrete*. Cement and Concrete Research, Volume 37, Issue 4, Pages 589-595, <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2007.01.006>

Thiery, M., Villain, G., Dangla, P., Platret, G. (2007), *Investigation of the carbonation front shape on cementitious materials: Effects of the chemical kinetics*, Cement and Concrete Research, 37(7), 1047–1058, <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2007.04.002>

Tuutti, K. (1982), “*Corrosion of steel in concrete*”, Swedish Cement and Concrete Institute (CBI) n° 4-82. Stockholm.