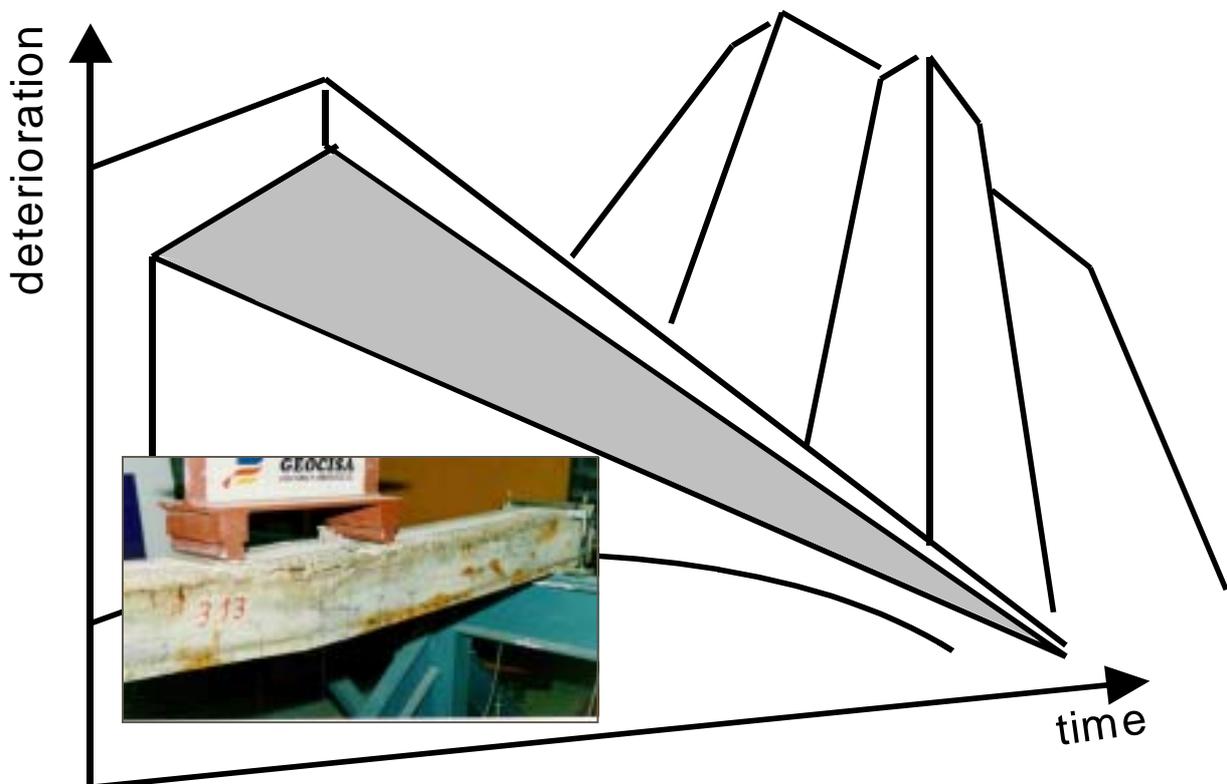


**CONTECVET**  
**A validated Users Manual for assessing the  
residual service life of concrete structures**

---

Manual de evaluación de estructuras afectadas  
por corrosión de la armadura



EC Innovation Programme  
IN30902I

---

## **CONTECVET**

### **A validated Users Manual for assessing the residual service life of concrete structures**

---

Manual for assessing corrosion-affected concrete structures

BCA British Cement Association (UK)  
GEOCISA Geotecnia y Cimientos S.A. (ES)  
CBI Swedish Cement and Concrete Research Institute (SW)  
IETcc Institute Eduardo Torroja of Construction Science (ES)  
DGAV Dirección General de Arquitectura y Vivienda. Generalitat Valenciana (ES)  
IBERDROLA (ES)  
ENRESA (ES)  
TRL Transport Research Laboratory (UK)  
National Car Parks Ltd (UK)  
Vattenfall Utveckling AB (SW)  
Banverket (SW)  
Swedish National Road Administration (SW)  
Lund Institute of Technology (SW)  
Skanska Teknik AB (SW)

Este Manual ha sido preparado por Geocisa (J. Rodríguez y J. Aragoncillo) y por el Instituto de Ciencias de la Construcción “Eduardo Torroja” del CSIC (C. Andrade y D. Izquierdo) dentro del proyecto de Innovación CONTECVET-IN 309021.

Este proyecto ha sido coordinado a nivel europeo por el British Cement Association (BCA) y a nivel nacional por Geocisa en España y por el CBI en Suecia

#### **Información del Manual**

Pueden dirigir su solicitud de información a:

Jesús Rodríguez. GEOCISA. C/ Los Llanos de Jerez 10,12. Coslada, Madrid 28820 (España). Tel. +34 91 660 31 57, e-mail : [jrs-geocisa-madrid@dragados.com](mailto:jrs-geocisa-madrid@dragados.com)

Carmen Andrade. IETcc. C/ Serrano Galvache s/n. 28033 Madrid. (Spain). Tel. +34 91 3020440, e-mail: [andrade@ietcc.csic.es](mailto:andrade@ietcc.csic.es)

Información sobre el proyecto:

George Somerville. BCA. Century House. Telford Avenue. Crothorne. Berkshire. RG45 6YS. England. Tel. +44 1344 725761, e-mail: [skean@bca.org.uk](mailto:skean@bca.org.uk)

# INDICE

## 1. INTRODUCCIÓN

### 1.1 CONTENIDO

## 2. NIVELES DE EVALUACIÓN

## 3. MÉTODO SIMPLIFICADO

### 3.1 FASES DE EVALUACION

- 3.1.1. Fase de inspección
- 3.1.2. Inspección preliminar
- 3.1.3. Trabajo de oficina
- 3.1.4. Agrupación en lotes
- 3.1.5. Ensayos in-situ

### 3.2 EVALUACIÓN DE LA ESTRUCTURA

#### 3.2.1 Diagnóstico de la estructura

- 3.2.1.1 *Índice de Daño Estructural (IDE)*
- 3.2.1.2 *Índice de corrosión (IC)*
- 3.2.1.3 *Índice estructural (IE)*
  - a) *Elementos sometidos a flexión*
  - b) *Elementos sometidos a flexo – compresión (soportes)*
- 3.2.1.4 *Consecuencias del fallo*
- 3.2.1.5 *Posibles redistribuciones*
- 3.2.1.6 *Valor del Índice de daño estructural, IDE*
- 3.2.1.7 *Margen de seguridad MS, (índice opcional)*

#### 3.2.2 Urgencia de intervención (prognosis)

#### 3.2.3 Informe de la evaluación

## 4. EVALUACIÓN DETALLADA

### 4.1 FASE DE INSPECCIÓN

- 4.1.0 Inspección preliminar
- 4.1.1 Trabajo de oficina

- 4.1.1.1 *Recolección de documentación sobre la estructura.*
- 4.1.1.2 *Cuantificación de la agresividad ambiental*
- 4.1.1.3 *Formación de lotes*

#### 4.1.2 Ensayos in situ

4.1.2.1 *Detalle de armado*

4.1.2.2 *Resistencia mecánica*

4.1.2.3 *Penetración del frente de agresivo: avance de carbonatación y de cloruros*

4.1.2.4 *Intensidad y parámetros electroquímicos complementarios*

4.1.2.5 *Límite elástico y resistencia a tracción del acero*

4.1.2.6 *Susceptibilidad a la corrosión bajo tensión*

4.1.2.7 *Microestructura de hormigón: porosidad y análisis microscópico*

4.1.2.8 *Caracterización climática*

### 4.2 EVALUACIÓN ESTRUCTURAL

4.2.1 Método de análisis

4.2.2 Propiedades de la sección

4.2.3 Coeficientes parciales de seguridad

4.2.4 Estados Límite Últimos

4.2.5 Estados Límite de servicio

### 4.3 FASE DE DIAGNOSTICO

4.3.1 Avance de los agresivos y determinación del periodo de propagación

4.3.2 Determinación de la profundidad de ataque  $P_x$  y la sección actual de acero

### 4.4 FASE DE PROGNOSIS

4.4.1 Predicción del avance de agresivos

4.4.2 Evolución con el tiempo de la capacidad portante

### 4.5 ACTUACIONES TRAS LA EVALUACIÓN DETALLADA

### 4.6 INFORME DE EVALUACIÓN

## 5. ANEJOS

A. Fundamentos de la corrosión

B. Clasificación medioambiental

C. Cálculo de la velocidad de corrosión representativa  $I_{Corr}^{Rep}$

D. Descripción de ensayos

E. Principios sobre seguridad estructural

F. Evaluación estructural

# 1. INTRODUCCIÓN

El presente manual recoge un procedimiento de evaluación de estructuras afectadas por corrosión de sus armaduras que ha sido validada por medio de la aplicación en diversos casos reales de estructuras tanto en España como en otros países de la Unión Europea.

La experimentación en la que están basados todos los datos necesarios para la evaluación fue desarrollada durante el proyecto europeo Brite – Euram – 4062 - "Título" cuyo resultado final fue una primera versión de este Manual donde se desarrollaron la mayoría de las bases de evaluación aquí se ofrecen.

Esta base experimental fue luego calibrada a partir de su aplicación a diversos casos reales durante el desarrollo del proyecto CONTECVET, financiado igualmente por la UE.

Este Manual, está dirigido a especialistas en el campo de la evaluación de estructuras con algunos conocimientos básicos sobre la corrosión de las armaduras en el hormigón. Sin embargo, es necesario destacar que la evaluación de estructuras deterioradas por corrosión de la armadura debe ser realizada por multidisciplinar que integre conocimientos en materiales y corrosión así como en el campo estructural.

## 1.1. CONTENIDO

El Manual ha sido dividido en un texto principal donde están recogidas las bases y metodología para la evaluación de estructuras afectadas por corrosión de la armadura y varios Anejos donde se recoge información adicional sobre los fundamentos mínimos necesarios para efectuar dicha evaluación.

En cuanto al texto principal, desde un principio se distinguen dos métodos: el *Método Simplificado* y el *Método Detallado*. Ambos se han interrelacionado y el Simplificado se ha calibrado con el Detallado. El uso de uno y otro método va a depender de los objetivos de la evaluación, los datos disponibles y el interés del propietario de la estructura así como del costo de la evaluación.

Se han preparado 8 anejos (numerados desde la letra A a la H). Estos anejos proporcionan información adicional sobre la base científica en la que están basados los procedimientos de evaluación así como de los conceptos recogidos en el texto principal. Son pues material de referencia y consulta general. El contenido de estos anejos es básicamente el siguiente:

- **Anejo A:** Fundamentos de la corrosión, ofrece los fundamentos del proceso electroquímico de la corrosión del acero y su aplicación al caso del acero embebido en el hormigón.
- **Anejo B:** En este anejo se recogen las ideas en las que están basadas las clasificaciones ambientales de las normativas, también se incluyen las clasificaciones de la EHE y la EN026.

- **Anejo C:** Se presentan las bases para la determinación de una *velocidad de corrosión representativa* de las armaduras en el hormigón. a partir de medidas en campo. Esta velocidad representativa es la variable fundamental para predecir el comportamiento futuro del elemento, es decir permitirá calcular la velocidad del deterioro y predecir la urgencia de intervención.
- **Anejo D:** Se recoge un resumen de los procedimientos de ensayo recomendados en la fase de Inspección de los métodos Simplificado y Detallado.
- **Anejo E:** El uso de los coeficientes parciales y su derivación a partir de la información disponible en la estructura es el contenido totalmente teórico de este anejo.
- **Anejo F:** Evaluación estructural, en este capítulo se definen las características mecánicas y geométricas de las secciones a utilizar en la comprobación de estructuras de hormigón, así como de las leyes de reducción de la capacidad portante con el tiempo.

Finalmente, es necesario recordar al lector de este documento que las ideas aquí expuestas para la evaluación de una estructura deteriorada por corrosión, recogen las experiencias y las sugerencias de un grupo de expertos estructurales y de corrosión, y como tal no deben ser tenidas en cuenta.

## 2. NIVELES DE EVALUACIÓN

Como se detalló en la introducción la metodología de evaluación de estructuras propuesta en el presente Manual está dividida en dos tipos de evaluación. La *Evaluación Simplificada* y la *Evaluación Detallada*. Ambas pueden ser consideradas complementarias a la vez que totalmente operativas por sí mismas. Independientemente la decisión sobre cuál de las dos desarrollar debería estar basada entre otros en los siguientes criterios:

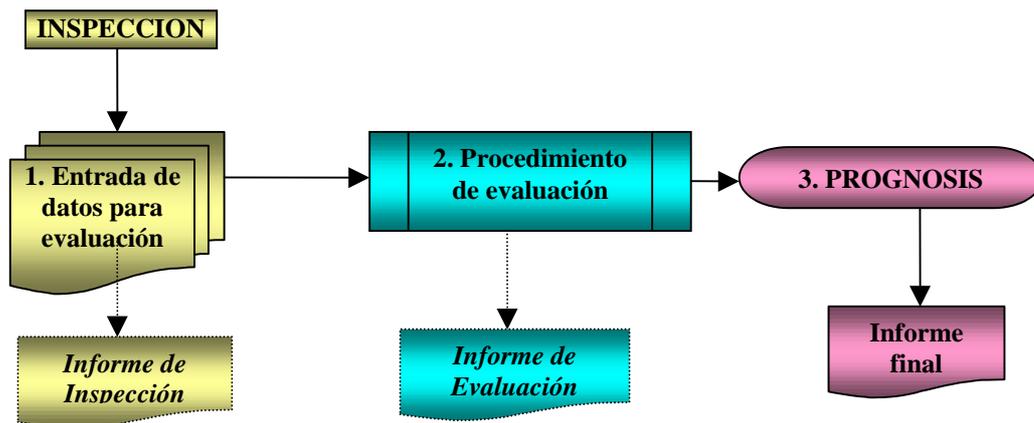
- Objetivo e importancia de la evaluación.
- Número de elementos a evaluar y extensión del daño.
- Resultados de otras inspecciones anteriores.
- Nivel de información necesario o datos disponibles.
- Razones económicas e interés del propietario de la estructura.

En cuanto al *Método Simplificado* está basado en establecer un nivel del estado de la estructura actualmente y una sugerencia de los periodos de intervención (o posterior inspección o evaluación) necesarios. El MS está basado en la ponderación adecuada de diversos aspectos relativos no sólo a la tipología estructural sino también al proceso de corrosión a través de un índice de corrosión y un índice estructural. Está especialmente diseñado para administraciones (públicas o privadas) que posean un parque importante de estructuras y cuyo primer nivel de conocimientos sea el establecimiento de una jerarquía de intervención en función de unos presupuestos siempre limitados. También para aquellos propietarios (comunidades de vecinos) con recursos limitados o cuando se trate de realizar una Evaluación Preliminar de estructuras singulares. Aunque la teoría empleada en el desarrollo de estos índices puede ser aplicada fácilmente a obras públicas (diques, puentes, etc.) es necesario remarcar que los Índices han sido calibrados de momento exclusivamente para edificación donde cada elemento posee una clara distinción estructural. Su aplicación pues a puentes o grandes estructuras, aunque posible, debe ser tomada con cautela y trabajada por el equipo evaluador.

Por otro lado, el *Método Detallado* consiste en una peritación rigurosa de la estructura, elemento a elemento, teniendo en cuenta los efectos de la corrosión de las armaduras en la sección mixta hormigón – acero. Servirá también para el establecimiento de la función de reducción de la capacidad portante con el tiempo de exposición. Así, la información que se requiere para el correcto establecimiento de esta curva es considerablemente mayor que la necesaria para la ordenación de elementos estructurales en diferentes rangos. Para ello se ha partido de una amplia experimentación con elementos corroídos que ha permitido establecer las expresiones para el cálculo que aparece en los Anejos y en el texto principal. El método tiene como base fundamental el conocimiento de la reducción de secciones del acero y del hormigón, así como en la determinación de la velocidad de corrosión representativa que aporta la posibilidad de predecir la evolución futura.

### 3. MÉTODO SIMPLIFICADO

Las tareas a realizar en esta metodología de evaluación son tres, claramente secuenciadas en el tiempo, 1) Una inspección de la estructura, lo suficientemente detallada que permita la obtención de los parámetros necesarios para la evaluación posterior. 2) La propia fase de evaluación, y 3) La fase de pronosis y clasificación del nivel de daño con el tiempo. La figura 3.1 muestra estas tres fases principales en el proceso.



**Figura 3.1** Proceso de evaluación

El objetivo fundamental de la fase de inspección, es el establecer la causa del deterioro estructural y la recolección de los datos necesarios para el desarrollo de la metodología simplificada propuesta en este manual. Debido a que numerosas organizaciones tienen ya establecido un procedimiento de inspección dentro de un sistema de gestión de estructuras, esta información puede ser completamente incorporada ajustando adecuadamente los aspectos recopilados en las inspecciones rutinarias junto con la información necesaria para realizar la evaluación simplificada.

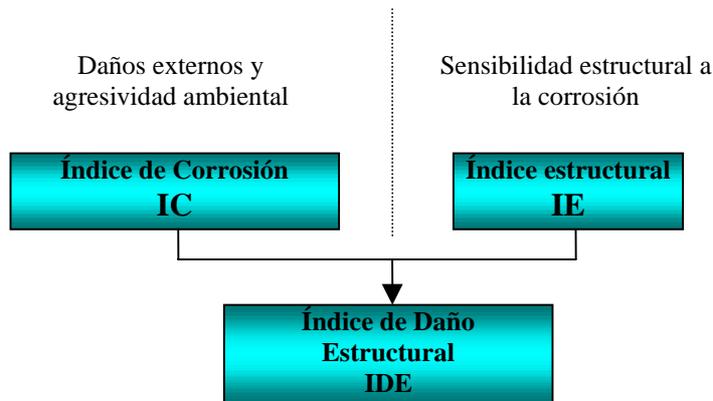
El primer paso es identificar el mecanismo de deterioro que está sufriendo la estructura. Este manual se centrará exclusivamente al deterioro causado por la corrosión de las armaduras en el hormigón y a la evaluación de sus efectos en los distintos elementos en la estructura.

El procedimiento de evaluación está basado esencialmente en identificar tres aspectos fundamentales:

- La agresividad ambiental.
- El nivel de daños actuales.

La información existente en estos aspectos se recoge en dos índices, el *índice de corrosión IC* y el *índice Estructural IE*. El primero trata de representar los daños actuales (y también futuros) de la estructura, mientras que el segundo es un indicador de la sensibilidad del elemento estructural a la corrosión de las armaduras. Ambos factores son tenidos en cuenta en la evaluación del *Índice de Daño Estructural IDE*

que proporciona un resumen del estado actual y futuro de la estructura. La figura 3.2 recoge dicha dependencia.



**Figura 3.2** Cálculo del *Índice de Daño Estructural*

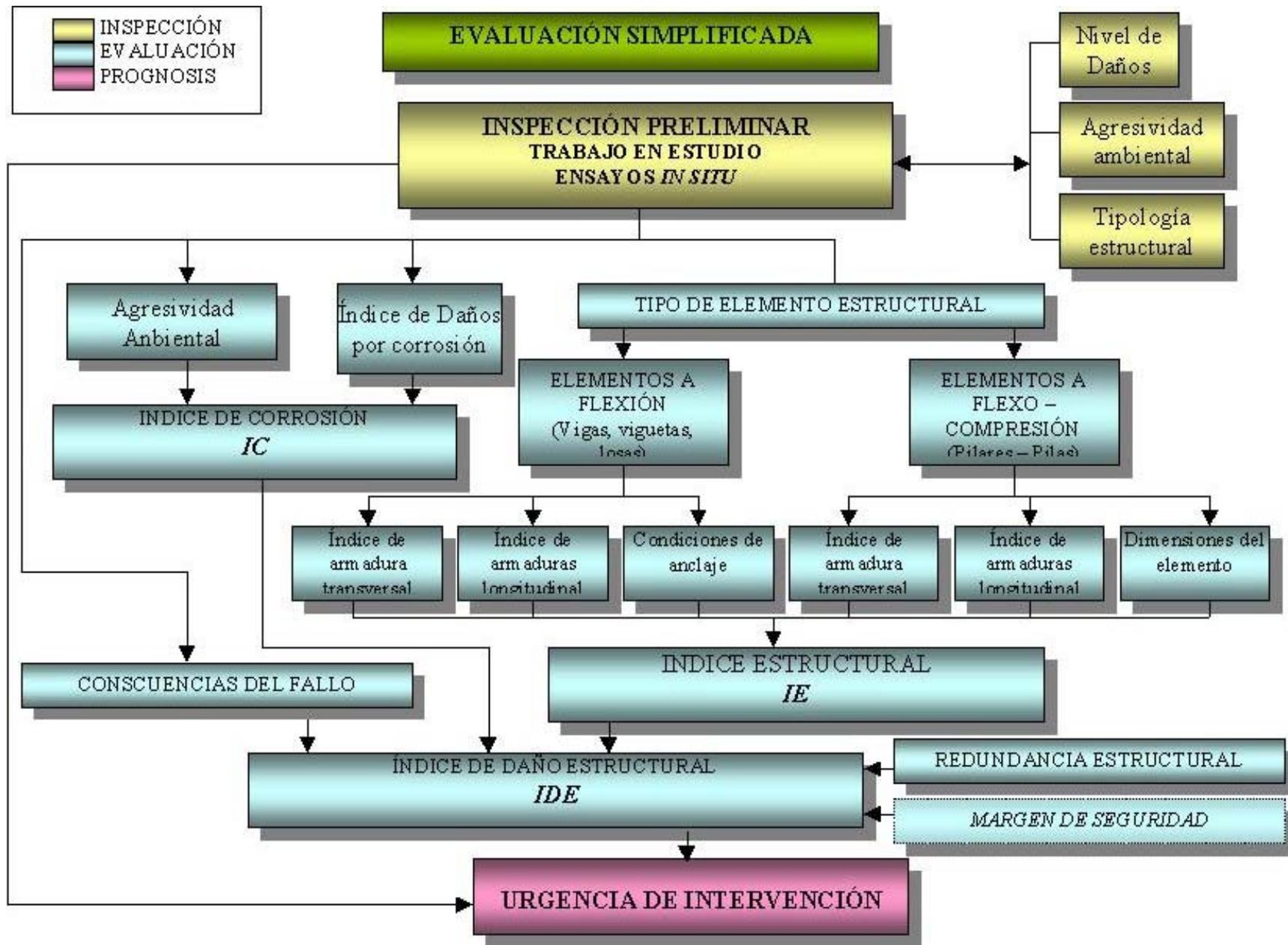
Por un lado, el *índice de corrosión IC* se calcula:

- Mediante la graduación en cuatro niveles del registro de los *indicadores de daño (ID)* y su puntuación desde un valor mínimo (1) hasta valor máximo (4) y,
- La graduación de la agresividad ambiental (AA) por medio de los ambientes de exposición clasificados en cualquiera de las normativas de diseño de estructuras.

Por otro lado, el *índice estructural (IE)* es un indicador semi – empírico que tiene en cuenta: a) la sensibilidad del elemento a la corrosión de las armaduras, b) el efecto de la corrosión de las armaduras en la capacidad portante de éste. El índice estructural se calcula mediante:

- Los detalles de armado del elemento.
- El grado de hiperestatismo de la estructura.
- El nivel de sollicitación del elemento con respecto a su capacidad portante.

La consideración conjunta del *índice de corrosión IC* y del *índice estructural IE* proporcionan la clasificación definitiva del elemento (o del conjunto de elementos) en cuatro niveles que van desde situación *muy severa* a situación *despreciable*. La figura 3.3 recoge el diagrama de flujo del proceso completo de evaluación.



### 3.1. FASES DE LA EVALUACIÓN

Dos son las fases principales de la evaluación, la inspección y la propia evaluación de la estructura. Los siguientes capítulos describen ambas fases.

#### 3.1.1 Fase de inspección

Su función es la recolección de los datos necesarios para el cálculo del *Índice de Daño Estructural, IDE*. (figura 3.1). Se consideran **tres etapas** durante la Inspección que pueden ser desarrolladas simultáneamente:

- a) Una inspección preliminar o visual.
- b) El trabajo de estudio o en oficina.
- c) Los ensayos *in situ* o sobre la estructura.

Una posibilidad útil es la unión de la inspección preliminar con los ensayos *in situ* después del estudio en la oficina de la estructura siempre que el número de datos necesarios para la evaluación sea relativamente escaso.

##### 3.1.1.1 Organizaciones con un sistema de gestión ya implantado

Numerosos países y organizaciones poseen ya un sistema de gestión de estructuras basado en su experiencia y los recursos disponibles para realizar las inspecciones. Así, la inspección visual aquí propuesta puede completamente obviarse sin más que recoger los datos existentes de las inspecciones rutinarias en que están basados estos procedimientos de gestión. Sin embargo, cuando se desee aplicar esta metodología a la evaluación completa de la estructura, será necesario en algunos casos, completar los datos existentes de las inspecciones rutinarias con los datos necesarios para la obtención de todos los índices. Así, la inspección visual puede ser considerada también como una *Inspección Rutinaria o Periódica* en el caso de que el propietario realice este tipo de inspecciones dentro de su programa de gestión de estructuras.

#### 3.1.2 Inspección preliminar

Pretende identificar en la estructura los siguientes aspectos:



- 1) Si la corrosión se está produciendo actualmente o no.
- 2) En el caso de que la corrosión se esté produciendo actualmente, cuáles el daño que ésta ha producido.

Los elementos que determinarán la calificación final de la estructura así como el establecimiento de lotes se basan en:

- I) El tipo de elemento estructural
- II) La agresividad ambiental
- III) El nivel de daño

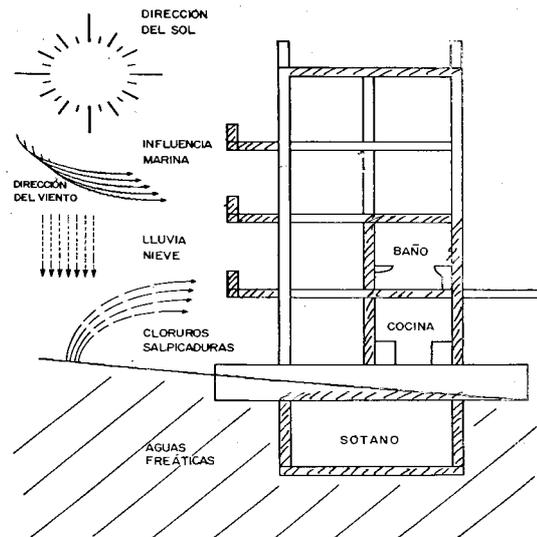
De acuerdo a estos tres aspectos, los puntos esenciales a investigar en la Inspección Visual son:

- I) Tipología Estructural. En aquellos casos donde sea necesario, se deberá identificar y clasificar la tipología estructural. Esta identificación deberá recoger cada elemento resistente en la estructura y su funcionamiento como tal. Por ejemplo en puentes: estribos (tipología y dimensiones), tablero, pilas, impostas, etc. En edificación, forjados, pilares, muros y sótanos, cimentaciones, etc..



*El uso de información gráfica, existente en la mayoría de las Administraciones como parte de su inventario será de enorme utilidad en el proceso de la inspección. En el caso de que no exista esta información gráfica es necesario generarla durante la evaluación. La clasificación estructural debería terminar con un esquema funcional de la estructura en el caso de que este no exista previamente. Como ejemplo la figura 3.2 muestra la información disponible en los inventarios de puentes de los países nórdicos.*

- II) Identificación de la agresividad ambiental: Existen numerosas posibilidades para efectuar una clasificación de la agresividad ambiental. En un principio y por defecto este manual establece para el cálculo del IDE las clases de exposición recogidas en la *EHE* y en el



EN206 (ver anejo H tablas H.1) y H.2). También aporta una clasificación ambiental muy simplificada (tabla H.3).

III) Identificación del nivel de daño: En primer lugar se deberá diferenciar el origen de los daños, para ello se recogen tres posibilidades que son:

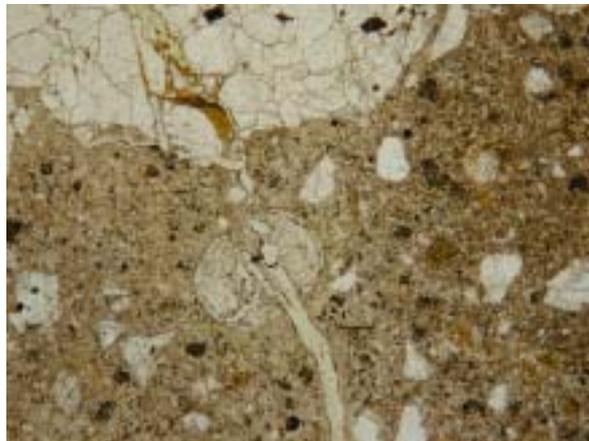
III.1) Daños debidos al funcionamiento estructural del elemento, como fisuras inclinadas o verticales en las zonas de cortante o flexión respectivamente.



- III.2) Daños debidos al efecto de la corrosión de las armaduras, como fisuración paralela a las armaduras, delaminación, presencia de manchas o saltado del recubrimiento.



- III.3) Daños debidos a reacciones del hormigón con agentes agresivos como sulfatos u otros agentes expansivos.



*Atendiendo a los daños por corrosión de las armaduras se pueden detectar tres tipos:*

- a) Manchas debidas a los productos de corrosión: Se deberá indicar en la inspección su extensión y su nivel de corrosión apreciable.*
- b) Fisuras, debidas a la corrosión de las armaduras: las fisuras serán por lo general, paralelas a las armaduras afectadas (cercos o armadura longitudinal) por lo tanto serán fácilmente identificables y distinguibles de las producidas por comportamiento mecánico. Por lo general, se detectasen manchas de óxido entre las fisuras con lo que será más fácil su identificación.*



- c) *Spalling o pérdida del recubrimiento en algunas zonas: cuando la corrosión se ha desarrollado durante demasiado tiempo la presión de los óxidos hace fisurar el recubrimiento y en algunos casos éste llega a estallar. Su localización suele ser común en las zonas de compresión de los elementos o en sus zonas inferiores.*



Finalmente, los dibujos y esquemas usados para la tipología estructura pueden ser empleados en la localización y caracterización de daños.

### **3.1.3 Trabajo de oficina**

Los principales puntos a desarrollar en esta fase son:

1. Recolección de datos previos sobre la estructura

Debe solicitarse toda la información posible sobre cálculos, proyecto, planos, etc. Esta información no estará disponible en la mayoría de los casos (aunque debería existir siempre), sin embargo la existencia de alguna información reducirá de forma significativa la recogida en campo de datos de la estructura y mejorará el nivel de evaluación alcanzado, además de reducir el coste de la inspección.



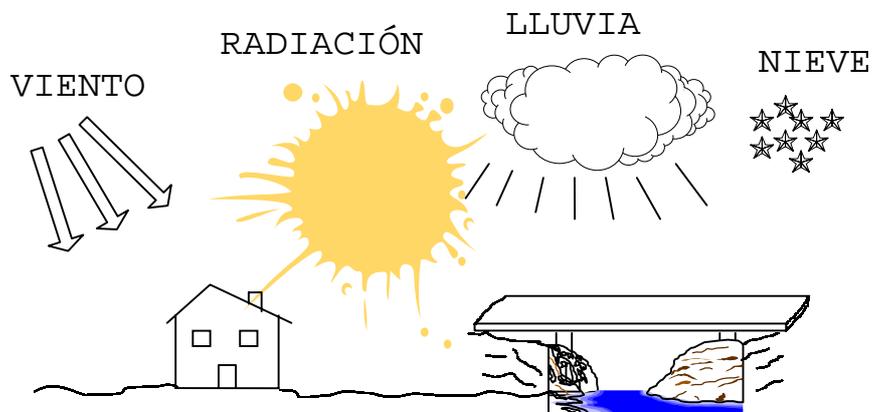
La información disponible debería ser:

- a) Edad de la estructura.
- b) Tipología de la estructura y disposición de los elementos resistentes. El principal objetivo es el conocimiento de la forma de transmisión de las cargas a la cimentación. Es también necesario el conocimiento de los cambios estructurales que se hayan producido durante la vida de servicio de la estructura.
- c) Número de reparaciones realizadas y su naturaleza y extensión.
- d) Inspecciones realizadas anteriormente y sus resultados
- e) Pruebas de carga y sus resultados.

## 2. Identificación de la agresividad ambiental

Se clasificará la agresividad ambiental de acuerdo a las características de exposición de cada elemento, en función de los datos obtenidos de la inspección visual. A cada elemento (o lote) se le asignará una clase de exposición de acuerdo a la tabla seleccionada del Anejo H.

### CLORUROS / CARBONATACIÓN



### 3. Clasificación del tipo y la extensión de los daños

El propósito de este apartado es la identificación de los daños provocados por la corrosión de las armaduras en el hormigón. Será pues necesario el levantamiento del mapa de daños a partir de la inspección visual.

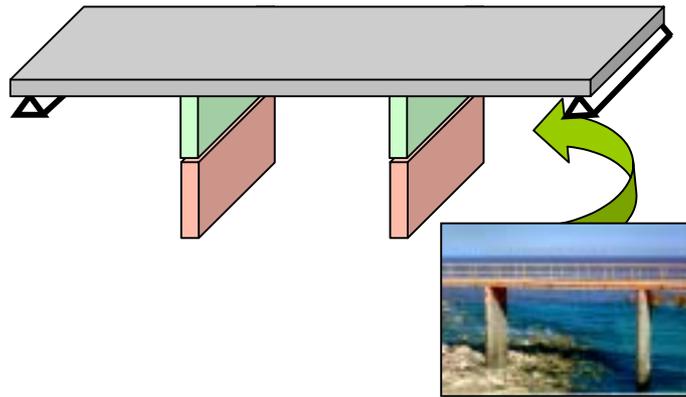


En cada lote se deberán localizar los daños y agrupar de acuerdo a los seis *indicadores de daños por corrosión, IDC* propuestos. Estos indicadores de corrosión, que servirán para determinar el índice de corrosión, IC, son:

1. La profundidad de penetración de los agresivos  $X_{CO_2}$ ,  $X_{Cl}$ . (frente de carbonatación o concentración de cloruros).
2. Recubrimiento de las armaduras,  $c$
3. Fisuración y estallido del recubrimiento,  $Cr$
4. Presencia de manchas de óxido en la superficie y pérdida de diámetro de la armadura si existiera,  $\phi$
5. Valores de la intensidad de corrosión  $I_{corr}$ ,  $y$
6. Valores de la Resistividad eléctrica del hormigón,  $\rho$ .

#### **3.1.4 Agrupación en lotes**

Finalmente, de acuerdo a la clasificación establecida anteriormente: a) tipología estructural, b) tipo y nivel de daño y c) agresividad ambiental, se agrupará toda la estructura en lotes. En cada lote se realizarán las medidas y ensayos necesarios para determinar el índice de daño estructural y este índice será representativo de todo el lote.



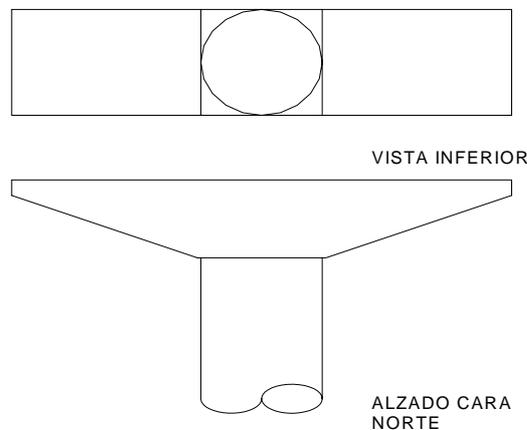
El concepto de lote, implica que todas las características y propiedades de los materiales del lote, así como los niveles de degradación de éstos con el tiempo van a ser semejantes. Así, los resultados obtenidos en elementos pertenecientes a un lote serán inmediatamente extrapolados al conjunto de éste, es por ello que la agrupación en lotes se deberá hacer de la forma más homogénea posible.

### 3.1.5 Ensayos *in situ*

En un procedimiento simplificado el número de ensayos a realizar deberá ser mínimo. En el presente Manual se proponen los siguientes ensayos y medidas a realizar *in situ* cuyos procedimientos se pueden encontrar en el Anejo G:

#### 1) Geometría del elemento

Los elementos estudiados, (o en su caso los lotes representativos) deberán ser inspeccionados para determinar sus dimensiones geométricas, incluyendo recubrimiento, diámetro y número de armaduras. El uso de las dimensiones reales de la estructura será útil en la evaluación de las cargas que llegan a la cimentación.



## 2) Resistencia del material:

En aquellos casos en que se desee determinar el margen de seguridad, es necesaria una estimación de las resistencias de los materiales, acero y hormigón. Se sugieren tres formas de obtener un valor representativo para el cálculo del margen de seguridad:

- Ensayos de laboratorio a partir de testigos de hormigón o muestras de acero.
- Valores nominales a partir de los planos y la memoria de construcción.
- Resistencias mínimas prescritas por la normativa de la época de construcción de la estructura.



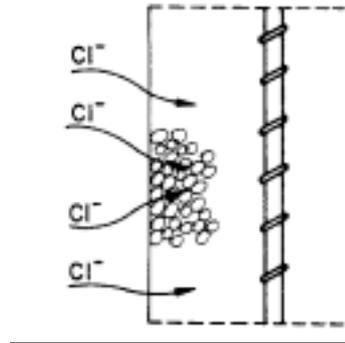
## 3) Detalle de armado:

En aquellos casos donde sea posible, se deberá obtener el detalle de armado de los elementos que forman el lote. En este caso el uso de pachómetros permitirá determinar el número y disposición de las armaduras. En el caso de existencia de planos éstos datos servirán para el contraste.



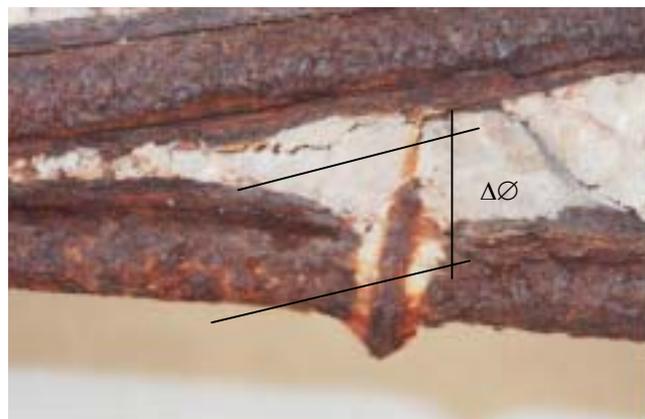
#### 4) Profundidad de penetración de los agresivos

En el caso de la carbonatación del recubrimiento, el ensayo de la fenolftaleína permite obtener el avance del frente del agresivo. En el caso de penetración de cloruros (bien de origen marino o bien por estar presentes en el hormigón) el mejor procedimiento es la realización de perfiles completos o determinaciones puntuales de cloruros. Para ello es necesaria la extracción de testigos de la estructura. En los casos en que esto no sea posible se podrá obtener una muestra del hormigón con un martillo y determinar al menos la presencia o no de cloruros en el hormigón.



#### 5) Medidas de corrosión

La *velocidad de corrosión representativa* (y por cálculo la penetración de ataque) se efectúa a partir de tres dos tipos de ensayos: La medida de la intensidad de corrosión, la medida de la pérdida de sección del acero, y la medida de la resistividad. Mientras el primero proporciona un valor instantáneo de la velocidad de corrosión, el segundo informa de la importancia del ataque y el tercero da una indicación de la humedad en la estructura. Los tres parámetros se deberán combinar de acuerdo a lo expuesto en el anejo E para determinar la *velocidad de corrosión Representativa*.



## 3.2 EVALUACIÓN DE LA ESTRUCTURA

La evaluación de la estructura se divide en dos partes, por un lado el *estado actual*, es decir la *Diagnos*is y por otro lado la evolución con el tiempo, la *Prognosis*. Los modelos básicos son los mismos en ambos casi aunque el efecto del tiempo sólo se incluye en la fase de *prognosis*.

El objetivo de la fase de *diagnos*is en el procedimiento Simplificado, consiste en una calificación del estado actual de la estructura. Esta calificación se establece en el presente manual en función de un índice simplificado (*índice de daño estructural*) **IDE**, basado en los datos obtenidos de la inspección y los ensayos *in situ* combinados con una metodología semi – empírica y basada en la ponderación de diversos factores, entre los que se encuentran el nivel de los agresivos, la velocidad de corrosión, el nivel de armado de la estructura, el grado de las sollicitaciones de la estructura y la redundancia estructural.

La fase de *Prognosis* que establece el presente manual es una clasificación de la urgencia de intervención.(sea una nueva inspección o la reparación de la estructura). En el caso de requerir más información (tal como efecto sobre la capacidad portante con el tiempo, o estimación de la vida residual) es necesario el paso a una Evaluación Detallada.

### 3.2.1. Diagnos

#### 3.2.1.1. El índice de daño estructural (IDE)

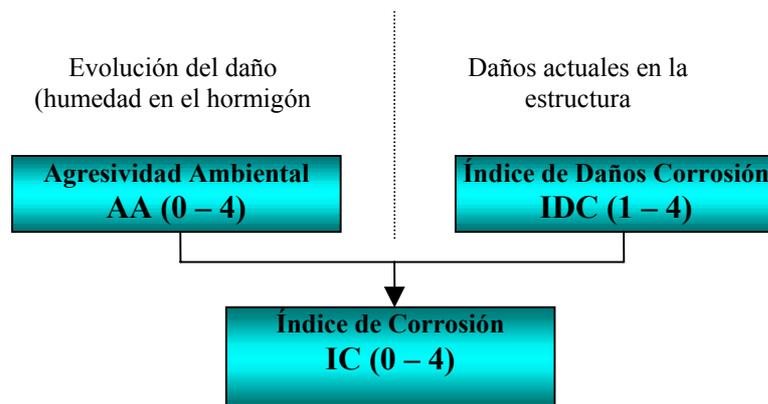
El *índice de daño estructural (IDE)* está basado en un modelo de calificación como ya se ha mencionado semi empírica que tiene en cuenta los diversos factores del problema (condiciones ambientales, proceso de corrosión y nivel de daño así como la sensibilidad de la capacidad portante de la estructura a los fenómenos de corrosión de armaduras. Como conclusión final de la calificación del elemento (o lotes de elementos) se sugiere una urgencia de intervención o se puede aconsejar el paso al procedimiento de Evaluación Detallada.

El IDE se determina a partir de dos factores fundamentales: por un lado el *Indice de corrosión* IC deducido de la agresividad del ambiente AA, así como Del nivel de daño que actualmente presenta ésta.(indicadores de daños por corrosión IDC). El índice estructural *IE* proporciona por otro lado la sensibilidad de la estructura al fenómeno de corrosión de las armaduras.

#### 3.2.1.2. El índice de corrosión (IC)

El Índice de Corrosión (IC) informa sobre el daño actual debido a la corrosión y sobre la velocidad del deterioro. A partir de ambos: estado presente y velocidad de corrosión, el proceso de corrosión se ha graduado en cuatro niveles generales que son:

- N: Sin corrosión
- B: Baja corrosión
- M: Corrosión moderada
- A: Corrosión alta



**Figura 3.4** Cálculo del Índice de Corrosión

La calificación de una estructura en uno de estos cuatro niveles generales se realiza a partir del IC. El IC se determina a partir de la agresividad ambiental (AA) y del valor obtenido de los indicadores de daños por corrosión. IDC, (ver figura 3.4) Los valores de estos IDC se establecen en la tabla 3.1. Se han seleccionado seis indicadores, que reflejan no solo el estado actual de la estructura, sino la previsible evolución del deterioro. Así hay IDC que representa la situación presente ( $X_{CO_2}$  o  $X_{Cl}$ ) y la futura intensidad de corrosión.

**Tabla 3.1** Indicadores de corrosión

Indicador	Nivel I	Nivel II	Nivel III	Nivel IV
Profundidad de carbonatación [ $X_{CO_2}$ ]	$X_{CO_2} = 0$	$X_{CO_2} < c$	$X_{CO_2} = c$	$X_{CO_2} > c$
Nivel de cloruros [ $X_{Cl}$ ]	$X_{Cl} = 0$	$X_{Cl} < c$	$X_{Cl} = c$	$X_{Cl} > c$
Fisuración por corrosión en el recubrimiento [ $w$ ]	Sin fisuras	Fisuras < 0.3 mm	Fisuras > 0.3 mm	Fisuración generalizada y estallidos
Resistividad ( $\Omega m$ ) [ $\rho$ ]	> 1000	500-1000	100-500	< 100
Pérdida sección [ $\emptyset$ ]	< 1 %	1 - 5 %	5 - 10 %	> 10 %
Intensidad de corrosión ( $\mu A/cm^2$ ) [ $I_{CORR}$ ]	< 0.1	0.1-0.5	0.5-1	> 1

El IDC se calcula a partir de adjudicar puntos de 1 a 4 a los cuatro niveles (de I a IV) establecidos y realizando la media aritmética de la suma de todos los indicadores. Así:

$$IDC = \frac{\sum_{i=1}^6 \text{Nivel del indicador}_i}{6} \quad (1)$$

Por otro lado el valor de la agresividad ambiental AA, se determinará adjudicando puntos de 1 a 4 a las clases de exposición. Para la clasificación de la EN 206, la tabla 3.2. de los valores de AA. Para la EHE se utiliza la tabla 3.2. y para la clasificación simplificada de H.3 la tabla 3.4.

**Tabla 3.2** Valores del factor AA.

<b>Class</b>	<b>X0</b>	<b>X1</b>	<b>XC3</b>	<b>XC3</b>	<b>XC4</b>	<b>XD1</b>	<b>XD2</b>	<b>XD3</b>	<b>XS1</b>	<b>XS2</b>	<b>XS3</b>
<b>Weight</b>	0	1	1	2	3	2	3	4	2	3	4

Finalmente el IC se determina promediando los valores del IDC y de AA según:

$$\text{Indice de corrosion} = \frac{AA + IC}{2} \quad (2)$$

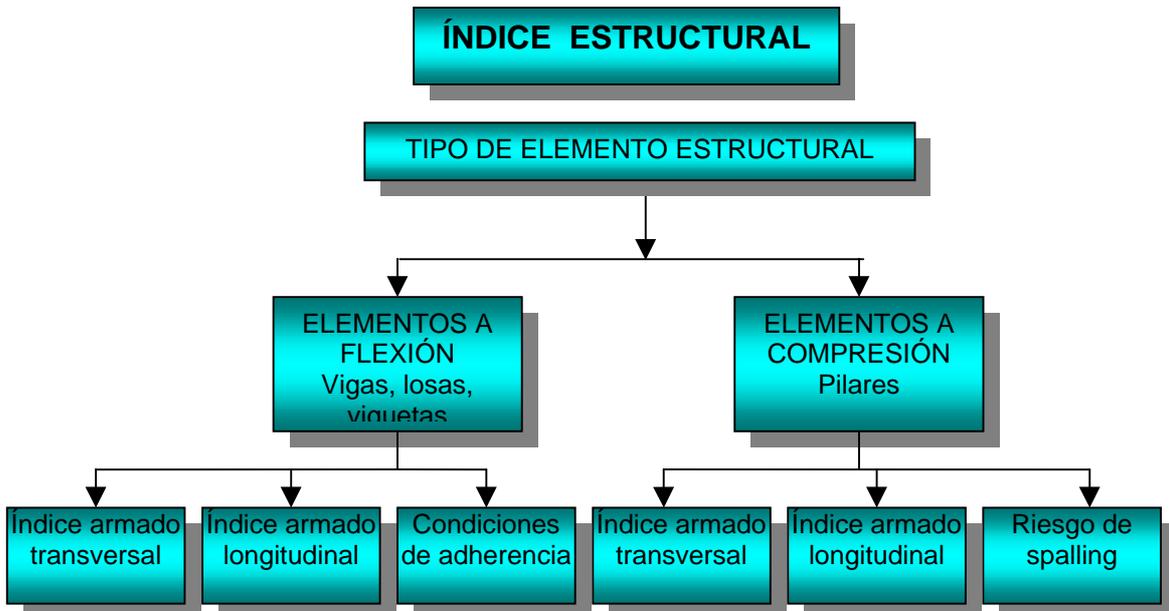
Finalmente la calificación final del IC de la estructura se puede establecer por medio de la tabla 3.3

**Tabla 3.3.** Índice de corrosión y nivel de corrosión

<b>Nivel de corrosión</b>	<b>Valor del índice</b>
Corrosión muy baja	0 – 1
Corrosión baja	1 – 2
Corrosión media	2 – 3
Corrosión alta	3 – 4

### 3.2.1.3. Índice Estructural, IE

Las consecuencias de la corrosión de las armaduras en el hormigón son muy diferentes dependiendo de diversos factores: tipo de sección y esfuerzos de ésta, nivel de armado, tipo de armaduras, etc. Así, el IE intenta recoger todos estos factores para calificar la estructura. De un modo general se establece una calificación entre elementos sometidos a flexión y elementos sometidos a flexo – compresión.



### a) Elementos sometidos a flexión

En primer lugar se determina el índice de armado transversal. En este índice se tiene en cuenta:

- El diámetro de la armadura transversal
- La distancia entre estribos

Estos parámetros sirven de entrada para localizar en la tabla 3.4 el índice de armado transversal.

**Tabla 3.4** Índice de armado transversal

$\phi_t$	Separación de los cercos			Sin cercos
	$s_t \leq 0.5 d$	$S_t > 0.5 d$ (4 ramas)	$s_t > 0.5 d$	
>8 mm	1	1	2	1
≤ 8 mm	2	2	3	

Donde:

$\phi_t$  es el diámetro de la armadura transversal en [mm].

$d$  es el canto efectivo de la sección [mm].

$s_t$  es la separación entre estribos en [mm].

Una vez que el índice de armado transversal ha sido obtenido, la tabla 3.5 determina el índice estructural para los elementos sometidos a flexión en función del armado longitudinal y del índice de armado transversal previamente determinado.

En principio se definen dos grandes categorías de armado longitudinal en función del diámetro de las barras que formen la armadura:

- Barras de gran diámetro: formadas básicamente por barras de diámetro  $\varnothing \geq 20$  mm.
- Barras de diámetro medio o pequeño: El armado longitudinal está formado por barras de diámetro  $\varnothing < 20$  mm.

Se consideran a continuación dos subcategorías dentro de cada diámetro, dependiendo de la cuantía de armadura a tracción debido a que las vigas con una cuantía reducida a flexión son bastante más sensibles a una pequeña corrosión de sus armaduras. Así se establecen dos tipos de cuantías (alta y baja) según la clasificación siguiente:

- Baja para  $\rho_1 < 1.0$  %
- Alta para  $\rho_1 > 1.5$  %

Para valores intermedios de  $\rho_1$ , es el estructuralista quien deberá decidir en qué tipo de clasificación situar su elemento.

En el caso de que la cuantía de armadura longitudinal ( $\rho_1$ ) sea alta, se deberá tener en cuenta la cuantía de armadura longitudinal en compresión ( $\rho_2$ ) debido al riesgo de posible estallido del recubrimiento. En los casos en que  $\rho_2 > 0.5$  % el índice estructural deberá ser el mismo que el establecido para cuantías bajas de  $\rho_1$ .

**Tabla 3.5** Índice estructural (vigas) (\*)

ÍNDICE DE ARMADO TRANSVERSAL (**)	ARMADURA LONGITUDINAL (mm)			
	$\varnothing \geq 20$		$\varnothing < 20$	
	Alta cuantía	Baja Cuantía	Alta cuantía	Baja Cuantía
1	I	II	II	III
2	II	III	III	IV
3	III	IV	IV	IV

(\*) Se deberá también considerar:

- Detalle de la armadura en compresión

(\*\*) Ver tabla 3.4

El índice estructural definido en la tabla 3.5 corresponde a situaciones normales en las que algunas barras de las armadura principal son ancladas en puntos intermedios del elemento y podrían ser sensibles a un fallo por adherencia. En el caso de que todas las barras de tracción estén ancladas en los extremos del elemento, el índice estructural podrá ser reducido, moviéndose una columna hacia la izquierda (por lo general en 1 unidad).

**Tabla 3.6.** Índice estructural (vigas) (Versión simplificada)

Armado transversal	Viga plana ( $h < b$ )		Vigas de canto, losas, viguetas	
	Sección de apoyo	Sección de centro de vano	Sección de apoyo	Sección de centro de vano
Sin cercos	---	---	I	II
Alta densidad	II	III	III	IV
Baja densidad	III	IV	IV	IV

En el caso de que los datos de armados requeridos en la tabla 3.5 no estén disponibles, o su obtención resulte demasiado cara o engorrosa, la tabla 3.6 muestra una clasificación de elementos a flexión simplificada. Obviamente el nivel de precisión obtenido es considerablemente menor, estando en la mayoría de los casos del lado de la seguridad.

### b) Elementos sometidos a flexo – compresión (soportes)

El procedimiento es similar al empleado en el caso de las vigas y elementos. Así se determina un índice de armado transversal y a continuación de determina el índice estructural. Se tienen en cuenta los mismos parámetros que en el caso de elementos a flexión (diámetro y espaciado de cercos). Este índice trata de representar el mayor o menor riesgo de pandeo de las armaduras longitudinales del soporte. La tabla 3.7 proporciona los valores del índice de armado transversal en función de los parámetros anteriores.

**Table 3.7** Índice de armado transversal (soportes)

$\varnothing_t$	$\lambda = \text{espaciado de cercos} / \varnothing \text{ barras principal}$	
	$\lambda \leq 10$	$10 < \lambda$
$>8$	1	2
$\leq 8$	2	3

Una vez obtenido el índice de armado transversal, el índice estructural se obtiene entrando en la tabla 3.8 en función del armado longitudinal. Esta tabla pretende tener en cuenta la mayor o menor posibilidad de estallido del recubrimiento por corrosión de las armaduras principales ya que en los casos en los que las dimensiones del soporte sean pequeñas (p.ej.: 30 – 40 cm) la pérdida de capacidad resistente por este efecto puede ser importante.

La sensibilidad del elemento a sufrir un estallido del recubrimiento, se tiene en cuenta a través del detalle de armado del soporte (espaciado de las barras longitudinales) y de las características de la sección del soporte. Se definen los siguientes parámetros:

- $\eta$  : Relación entre la sección reducida del soporte (sección bruta del soporte menos la sección que resulta de no considerar el recubrimiento y el diámetro de los cercos) con respecto a la sección bruta del soporte.
- Espaciado entre las barras verticales del soporte. Cuanto más cerca estén las barras verticales más posibilidad existe de que se produzca el estallido del recubrimiento en la sección.

El índice estructural final para soportes se obtiene de la tabla 3.8 en función de los datos anteriores.

Del mismo modo que en el caso de elementos sometidos a flexión la tabla 3.9 proporciona una clasificación de soportes simplificada, para los casos en que obtener el detalle de armado resulte excesivamente laborioso o costoso. Esta tabla se ha restablecido en función de los datos de armado y dimensiones de la sección de hormigón.

**Tabla 3.8** Índice estructural, IE (soportes)

INDICE DE ARMADO TRANSVERSAL (*)	$\eta =$ Índice de estallido(*)			
	$\eta \geq 0.75$		$\eta < 0.75$	
	Espaciado		Espaciado	
	$> 5 \varnothing$	$< 5 \varnothing$	$> 5 \varnothing$	$< 5 \varnothing$
1	I	I	II	III
2	I	II	III	IV
3	III	IV	IV	IV

(\*) El índice de estallido se define como la relación entre la sección reducida del soporte (sección sin considerar recubrimiento de hormigón) y la sección bruta.

**Tabla 3.9** Índice estructural (soportes) (Tabla simplificada)

Armado transversal	Dimensión mínima del soporte $a$			
	$a > 400 \text{ mm}$		$a \leq 400 \text{ mm}$	
	Alta separación de barras verticales	Barras verticales poco espaciadas	Alta separación de barras verticales	Barras verticales poco espaciadas
Estribos poco espaciados	I	II	III	IV
Estribos muy espaciados	II	III	IV	IV

### 3.2.1.4. Consecuencias del fallo

La importancia de la estructura se establece en función de las consecuencias del fallo de ésta. Las consecuencias del fallo de la estructura pueden ser:

- **Leves:** Las consecuencias del fallo de la estructura no son serias o bien son lo suficientemente pequeñas.
- **Significantes:** En el caso de haber riesgo para la vida o importantes daños materiales.

Las consecuencias del daño son tenidas en cuenta en el apartado 3.1.2.7 al establecer el valor final del *índice de daño estructural*, IDE.

### 3.2.1.5. Posibles redistribuciones

La existencia o no de un cierto grado de hiperestaticidad en la estructura puede representar un cambio significativo en la influencia del nivel de corrosión en la reducción de la capacidad portante del elemento en consideración.

Para estructuras estáticamente determinadas (isostáticas) el fallo local en una de las secciones del elemento implicaría el fallo inmediato de la estructura, mientras que en aquellos casos en que existan otras secciones que puedan soportar la carga, los esfuerzos podrán redistribuirse.

El método de tener en cuenta las posibles redistribuciones de esfuerzos en la estructura al establecer el *índice de daño estructural* será abordado en el apartado 3.1.2.7.

### 3.2.1.6 El valor del índice de daño estructural, IDE

Las clasificaciones de los tipos de estructura, secciones y corrosión se combinan en la tabla 3.11 que proporciona el valor final del *índice de daño estructural*. Éste está graduado en cuatro niveles:

- 6) Despreciable. (D)
- 7) Medio. (M)
- 8) Severo (S)
- 9) Muy Severo (MS)

**Tabla 3.11** Índice de daño estructural (IDE)

ISC	ÍNDICE ESTRUCTURAL							
	I		II		III		IV	
	Consecuencias del posible fallo							
	Leves	Signif	Leves	Signif	Leves	Signif	Leves	Signif
0 – 1	D	D	D	D	D	M	M	M
1 – 2	M	M	M	M	M	S	M	S
2 – 3	M	S	M	S	S	MS	S	MS
3 – 4	S	MS	S	MS	S	MS	MS	MS

IDE: D: Despreciable, M: Medio, S: Severo, M: Muy severo.

Para cada nivel del índice estructural, se proponen dos columnas en función de las consecuencias previsibles del fallo de la estructura, según se ha descrito en el apartado 3.2.1.5.

La posible redistribución de esfuerzos se tiene en cuenta mediante una reducción del índice de daño estructural obtenido directamente de la tabla anterior. En el caso de que la estructura permita la redistribución de esfuerzos se reducirá el nivel de índice en una unidad (p.ej.: de severo a medio).

### 3.2.1.7. Margen de seguridad MS, (índice opcional)

En aquellos casos en que se desee conocer el margen de seguridad del elemento para ser incorporado a la evaluación, este índice pretende representar el nivel de seguridad del elemento frente a las acciones esperadas en la estructura. De este modo en el caso de que el elemento esté escasamente solicitado será posible una reducción en la calificación final del nivel de daño. En principio, se consideran dos tipos de esfuerzos en los elementos, flexión y flexo – compresión. El margen de seguridad MS, se determina de manera distinta para cada uno de estos modos de fallo. El margen de seguridad equivale de manera más o menos grosera al coeficiente parcial de seguridad de las acciones en la estructura (3).

$$SMI = \frac{M_U}{M_K} \quad \text{or} \quad \frac{N_U}{N_K} \quad (3)$$

Donde  $M_U$  o  $N_U$  son los esfuerzos últimos del elemento a considerar y  $M_K$  y  $N_K$  los esfuerzos característicos de evaluación. El elemento se clasifica en tres grandes grupos en la tabla 3.10.

**Tabla 3.10. Márgenes de seguridad**

<b>Márgen de seguridad</b>	<b>BAJO</b>	<b>MEDIO</b>	<b>ALTO</b>
MS	1,4 < MS < 2,0	2,0 < MS < 3,0	MS > 3,0

Estos valores son tenidos en cuenta en la tabla 3.3 en la clasificación final del elemento. Es posible la reducción en uno o dos niveles la calificación final de la estructura en función de los valores obtenidos del margen de seguridad. **En el caso de que se detecten valores del margen de seguridad por debajo de 1,4 se deberá proceder inmediatamente a un evaluación detallada de la estructura.**

El margen de seguridad se calculará de acuerdo a la tipología del elemento.

1. Para vigas y elementos sometidos a flexión, el margen de seguridad será el mínimo entre el valor correspondiente al margen de cortante y al margen de flexión. (4)

(4)

$$MS = \min \left( \frac{M_U}{M_K}, \frac{V_U}{V_K} \right)$$

2. Para pilares y elementos sometidos a compresión,

$$MS = \frac{N_U}{N_K} \quad (5)$$

El valor de  $N_U$  se deberá calcular teniendo en cuenta los posibles momentos flectores sobre el pilar, mediante un diagrama de interacción.

El valor del margen de seguridad, en el caso de que éste se haya calculado, se tendrá en cuenta mediante una posible reducción en uno o dos unidades del valor del índice obtenido de la tabla 3.11 de acuerdo a la tabla 3.12.

**Tabla 3.12.** Valor final del IDE teniendo en cuenta el margen de seguridad

<b>SISD</b>	<b>Margen de seguridad BAJO</b>	<b>Margen de seguridad MEDIO</b>	<b>Margen de seguridad ALTO</b>
<i>D</i>	<i>D</i>	<i>D</i>	<i>D</i>
<i>M</i>	<i>M</i>	<i>D</i>	<i>D</i>
<i>S</i>	<i>S</i>	<i>M</i>	<i>D</i>
<i>MS</i>	<i>MS</i>	<i>S</i>	<i>M</i>

### 3.2.2. Urgencia de intervención (prognosis)

En el método simplificado, la evaluación del comportamiento en el tiempo, se tiene en cuenta mediante el establecimiento de plazos de intervención o futura inspección en la estructura. Solamente el método detallado proporcionará el comportamiento de la evolución de la capacidad portante con el tiempo, y por lo tanto la seguridad del elemento con el tiempo.

Una vez se ha obtenido el *índice de daño estructural (IDE)* según la tabla 3.11 y corregido en función de la posible redistribución de esfuerzos y del margen de seguridad calculado, la tabla 3.13 proporciona los intervalos aconsejables de intervención (o reparación) en años.

**Tabla 3.13** Urgencia de intervención (años)

<b>IDE</b>	<b>Urgencia de intervención</b>
<i>Despreciable</i>	> 10
<i>Medio</i>	5 – 10
<i>Severo</i>	2 – 5
<i>Muy Severo</i>	0 – 2

El tipo de intervención dependerá del resultado obtenido en la evaluación:

- Para estructuras cuyo periodo de intervención esté por encima de 5 años, se recomienda una inspección de la estructura al pasar este tiempo, midiendo si es posible las velocidades de corrosión.

- Para estructuras cuya urgencia de intervención está situada entre 2 y 5 años, se recomienda una evaluación detallada dentro del plazo marcado.
- Para estructuras cuya urgencia de intervención resulte menor de 2 años, lo más probable es que requiera una reparación urgente, aunque la mejor opción será el recálculo de la estructura mediante una Evaluación Detallada.

### **3.2.3. Informe de la evaluación**

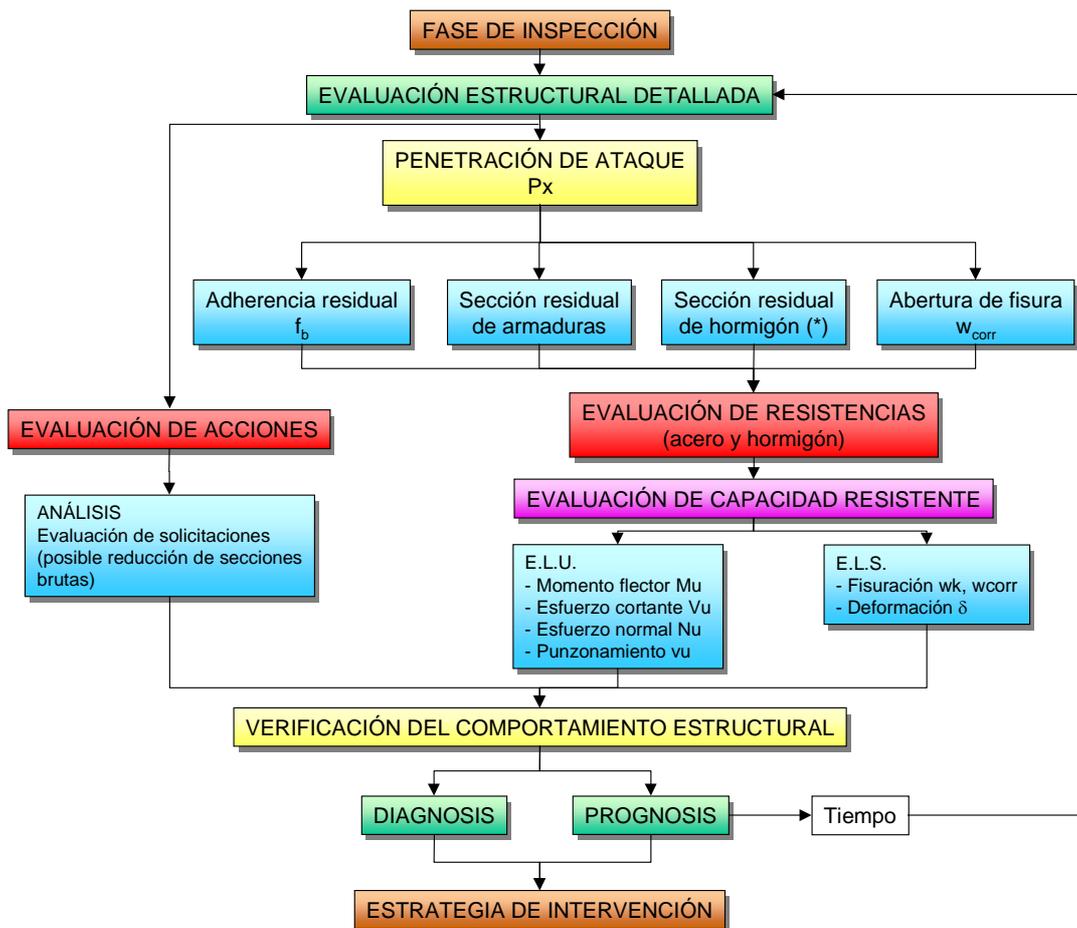
Finalmente, con los datos recolectados durante la inspección y los ensayos realizados será necesario preparar un informe que deberá contener al menos la siguiente información:

- Descripción de la estructura: Tipología, carga muerta y sobrecarga estimada, dimensiones de los elementos resistentes, tipo de cimentaciones y cerramientos, etc.
- Definición de los lotes de ensayos teniendo en cuenta la tipología estructural, el nivel de daño y la agresividad ambiental.
- Descripción de los daños observados para cada lote estructural: fisuración, delaminación, manchas de óxido, etc.
- Diagnóstico, y estado actual de la estructura estableciendo si dichos daños se han producido por corrosión de las armaduras o no y definiendo las características del tipo de corrosión (carbonatación del hormigón, excesivo nivel de cloruros en el hormigón), velocidad de corrosión representativa, etc.
- Los datos necesarios para realizar el análisis simplificado propuesto en 3.2: definición de los armados, características de materiales, valores de los índices obtenidos, etc.
- Cálculo del *IDE* y del nivel de corrosión.

## 4. EVALUACIÓN DETALLADA

La evaluación detallada considera la estructura como un todo. A la hora de realizar un recálculo de la estructura, se tienen en cuenta las características de los materiales como parte fundamental del comportamiento estructural, de tal forma se realice dicho recálculo mediante la aplicación de métodos clásicos pero teniendo en cuenta las modificaciones en las propiedades mecánicas y en la geometría tanto del acero como del hormigón.

En el esquema siguiente se muestra el proceso general a seguir en la evaluación detallada.



(\*) Los criterios para la reducción de sección se contemplan dentro de cada Estado Límite

En él pueden distinguirse cinco fases principales:

- Fase de inspección que permita recopilar todos aquellos aspectos relevantes concernientes a la estructura y su entorno.
- Determinación de los efectos de la corrosión sobre el hormigón y el acero, y en concreto cómo afecta el deterioro a la adherencia, a la sección de las armaduras, a la geometría de la sección de hormigón y a la fisuración del recubrimiento.

- Evaluación de acciones y análisis, considerando las posibles reducciones de las secciones brutas.
- Determinación de la capacidad resistente a partir de las propiedades de los materiales modificadas por el efecto de la corrosión.
- Verificación del comportamiento estructural tanto en el estado actual (diagnosis) como en el futuro (prognosis) a partir de la aplicación de la Teoría de los Estados Límite.

El presente apartado y el anexo B del manual recogen la información necesaria para llevar a cabo el proceso de evaluación detallada y la consecución de estas cinco fases.

## 4.1 FASE DE INSPECCIÓN

Para llevar a cabo una correcta evaluación detallada es necesaria una considerable cantidad de información. Por ello, es necesario realizar una serie de actividades previas que permitan recopilar todos aquellos aspectos relevantes concernientes a la estructura y su entorno. En este manual son tres las etapas previas consideradas:

- Inspección visual preliminar
- Trabajos de oficina
- Trabajos *in situ*

La información puede clasificarse de distintas formas, dependiendo del ambiente, de los materiales o de las características de la estructura. En la tabla 4.1. se muestra la clasificación propuesta en este manual, y que contiene los siguientes aspectos:

**Tabla 4.1.** Etapas durante la fase de inspección

	Objetivo	Información necesaria
<b>Inspección visual preliminar</b>	Identificación del mecanismo de deterioro	- Cloruros / carbonatación - Corrosión bajo tensión
	Levantamiento de daños	- Localización - Frente del agresivo - Mapa de fisuración, desprendimientos, etc. - Pérdida de sección
	Formación de lotes	- Tipología estructural - Agresividad ambiental - Nivel de daño
	Selección de localizaciones para ensayos	- Lotes - Mecanismo de deterioro
<b>Trabajo de oficina</b>	Recopilación de información	- Cálculos, modelos estructurales - Histórico de actuaciones - Edad de la estructura
	Clasificación ambiental	- Datos de clima - Fenómenos ambientales: lluvia, humedad, contenido de cloruros
	Formación de lotes	- Tipología estructural - Agresividad ambiental - Nivel de daño
<b>Ensayos in situ</b>	Ensayos	- Carbonatación y contenido de cloruros - Microestructura del hormigón - Resistencia mecánica - Intensidad de corrosión - Resistividad - Susceptibilidad a SCC
	Medidas	- Geometría y dimensiones de los elementos - Cargas actuantes - Detalle de armado - Espesor de recubrimientos - Pérdida de sección

- Caracterización del ambiente mediante la clase de exposición.

- Características del hormigón que deben tenerse en cuenta en los modelos de deterioro incluidos en el presente manual.
- Identificación de las causas del daño.
- Inventario de daños y nivel de los mismos, principalmente referidos a fisuración y deformaciones.
- Edad de la estructura e identificación del periodo de iniciación  $t_i$ .
- Las cargas permanentes y variables que actúan sobre la estructura. Aunque teóricamente podría ser posible, considerar la variabilidad e incertidumbre de todos los factores que afectan al comportamiento de una estructura únicamente está justificado en un número muy concreto de casos debido principalmente a la complejidad del proceso y los costes que lleva aparejados. Sin embargo, la evaluación de las cargas actuantes es un paso necesario a la hora de realizar una evaluación detallada, y con el mayor detalle posible en el caso de las cargas permanentes. Las cargas variables deberían determinarse en aquellos casos en que variaciones en las condiciones para las que fue diseñada la estructura (cambio de uso, etc.) así lo aconsejen.
- Caracterización estructural. Para lograr un adecuado conocimiento de la estructura, es necesario considerar por una parte la globalidad de la misma y por otra sus diferentes componentes, incluyendo geometría, detalle de armado y las propiedades de los materiales.

#### 4.1.0. Inspección visual preliminar

La metodología general de aproximación a una estructura afectada por corrosión se indica en la tabla 4.1. La primera etapa debe ser la determinación de si está produciéndose un proceso de corrosión o no y de si éste puede darse en el futuro.



Por tanto, debe llevarse a cabo una inspección visual de todos los componentes de la estructura y debe centrarse en la detección y registro de signos de deterioro propios de un proceso de corrosión, como el color y extensión de manchas de óxido, localización y tamaño de fisuras en el hormigón o desprendimientos de recubrimiento.

Aún en el caso de que no se detecten síntomas visibles de deterioro debido a corrosión, el inspector debe considerar si el ambiente en el que se encuentra la estructura es agresivo, pudiendo dar lugar a fenómenos de corrosión en el futuro (humedad junto con carbonatación o presencia de cloruros en el recubrimiento).

Por tanto, los objetivos principales de esta inspección son:

- Identificación del principal mecanismo de deterioro y determinar si pueden estar produciéndose otros procesos de manera simultánea.
- Levantamiento de daños.
- Primera selección de localizaciones para futuros ensayos.

#### **4.1.1. Trabajo de oficina**

Junto con la inspección visual preliminar, es necesario llevar a cabo un cierto trabajo en oficina para recopilar la información necesaria acerca de la estructura.

##### **4.1.1.1. Recopilación de documentación sobre la estructura**

Si bien está disponible únicamente en escasas ocasiones, una gran parte de la información de interés relativa a la estructura se encuentra en el proyecto de diseño y en la información de la obra.

Por otra parte, deberá recopilarse toda la documentación posible acerca de las modificaciones del proyecto de la estructura, inspecciones previas, operaciones de mantenimiento y reparaciones que se hayan llevado a cabo en la estructura a estudiar. Por tanto, los documentos de mayor interés podrán ser:



- Cálculos y modelos estructurales.
- Planos de diseño
- Planos de construcción
- Informes de inspecciones anteriores
- Informes de operaciones de mantenimiento
- Informes de reparaciones
- Fotografías
- Información técnica del constructor, características de los materiales de construcción, ....

Además existe un gran volumen de información complementaria de la estructura, entre la que cabe citar sistemas constructivos, libros de texto y artículos, normativas, etc. que pueden ser de utilización en la evaluación.

##### **4.1.1.2. Cuantificación de la agresividad ambiental.**

Si bien existen diferentes formas de cuantificar la agresividad ambiental, en este manual se propone la utilización de las clases ambientales tal y como se recogen en la EHE, y que se incluyen en la tabla 1 del anejo H.

Es necesario significar la existencia de otras clasificaciones ambientales, como la propuesta en la EN-206 y que convenientemente adaptadas al caso particular de la

evaluación de estructuras pueden ser perfectamente compatibles con el resto de conceptos recogidos en el presente documento.

*Para una correcta identificación de la clase de exposición mediante la aplicación de la EHE, durante la inspección preliminar han de identificarse con la mayor precisión posible los siguientes aspectos relacionados con el ambiente:*

1. *Si hay presencia o no de cloruros, teniendo en cuenta las tres posibles fuentes de éstos:*
  - a) *En la masa (en el caso de construcciones previas a los años 70 o en zonas donde no es posible encontrar agua pura o áridos limpios)*
  - b) *Añadidos externamente mediante sales fundentes o a través de productos químicos en contacto con el hormigón (plantas industriales, piscinas...)*
  - c) *Ambientes marinos*
2. *La distancia de la superficie del hormigón al origen de cloruros, o lo que es lo mismo, el origen de humedad.*
3. *En ausencia de cloruros, serán entonces la carbonatación el agresivo a considerar. La humedad en contacto con el hormigón es el principal factor, y en este sentido el hormigón puede localizarse:*
  - a) *En condiciones secas en el interior de edificios (edificios con calefacción)*
  - b) *Protegido de la lluvia (interior de edificios sin calefacción y exteriores)*
  - c) *No protegido de la lluvia y por tanto sujeto a ciclos de secado-humectación*
  - d) *Permanentemente mojado en contacto con una fuente de humedad.*

#### **4.1.1.3. Formación de lotes**

Una vez que se ha realizado la inspección preliminar, la estructura puede dividirse en diferentes zonas representativas. Los elementos estructurales pueden clasificarse en grupos de elementos homogéneos atendiendo a los siguientes aspectos:

- Tipología estructural : flexión, compresión, elementos en masa, prefabricados, ...
- Exposición ambiental
- Nivel de daño, a partir del levantamiento realizado durante la inspección visual.

Aquellas zonas de la estructura que se consideren más críticas o que sean más vulnerables al deterioro deberían considerarse independientemente para realizar un estudio más detallado de las mismas. Entre este tipo de zonas se pueden citar:

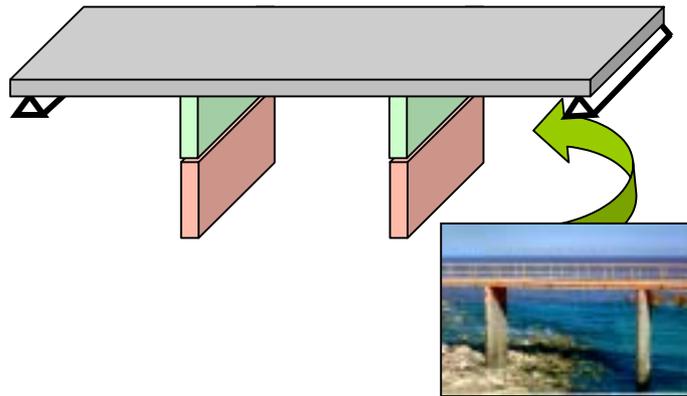
- Areas sometidas a elevados esfuerzos en servicio.
- Areas con posibles fallos debido a los procedimientos constructivos empleados.
- Areas sujetas a cargas ambientales elevadas o localizadas en ambientes especialmente agresivos.

Esta clasificación es fundamental a la hora de definir lotes de elementos homogéneos, ya que las decisiones a tomar tras la evaluación pueden ser diferentes para cada lote y que afectarán a todos los elementos que los componen.

Ejemplo:

En el caso de una pasarela sobre el mar (ver figura 4.1), la agrupación en lotes puede realizarse considerando las siguientes clases de exposición : IIIa, IIIb y IIIc. Si además, alguno de los soportes presenta daños en la zona de carrera de marea, entonces pueden agruparse en cuatro lotes distintos:

- La zona superior de los soportes, expuestos a la clase IIIa y sin daños.
- La zona de carrera de marea, considerando la clase de exposición IIIc y sin daños.
- La zona de carrera de marea, considerando la clase de exposición IIIc y con daños.
- La parte sumergida de los soportes, expuestos a la clase IIIb



**Figura 4.1** Ejemplo de agrupación en lotes

#### 4.1.2. Ensayos in situ

Una vez que se dispone de toda la documentación acerca de la estructura y que se dispone de los datos de la inspección visual, es posible planificar una inspección más detallada de la misma. Dicha inspección debe proporcionarlos datos necesarios para caracterizar totalmente los lotes en que se ha dividido la estructura de tal forma que se pueda realizar un diagnóstico de la situación en que se encuentran, y delimitar su comportamiento futuro (predicción). Por tanto, en primer lugar ha de establecerse un plan de ensayos en el que se reflejarán el número y tipo de ensayos a realizar y qué información se pretende obtener de cada uno de ellos para caracterizar los lotes.

Este plan debe elaborarse teniendo en cuenta la influencia de los datos que se obtengan en el proceso de evaluación. Al ser un procedimiento con un elevado coste, la planificación de ensayos debe realizarse meticulosamente, teniendo en cuenta los siguientes aspectos:

- Tipo de ensayos a realizar
- Número de medidas necesarias para obtener un valor representativo.
- Limitaciones de los métodos de ensayo.
- Localización de los ensayos.
- La necesidad de contar con medios auxiliares.

Los ensayos han de orientarse a la cuantificación de aquellos parámetros que sean relevantes para la diagnosis y la prognosis de la estructura. Estos son:

1. Tiempo de humectación del hormigón o contenido en agua del cemento.
2. Espesor de recubrimientos.
3. Profundidad de carbonatación y de cloruros.
4. Disminución del diámetro de las armaduras.
5. Intensidad de corrosión, resistividad y potencial de corrosión.
6. Detalle de armado.
7. Resistencia mecánica del hormigón.
8. Características microestructurales del hormigón.
9. Susceptibilidad a la corrosión bajo tensión.

En la tabla 4.2 se relacionan estos parámetros con los ensayos a realizar.

**Tabla 4.2. Relación entre ensayos y parámetros**

	Clima	Mecanismo de daño	Tasa de penetración CO <sub>2</sub> y Cl <sup>-</sup>	Periodo de propagación T <sub>p</sub>	Penetración de ataque P <sub>x</sub>	Ancho de fisura / desprendimiento W, sp	Comportamiento estructural
Contenido de agua	X						
Microestructura		X	X				
Recubrimiento			X	X			
Pérdida de sección		X			X	X	X
Penetración de CO <sub>2</sub> y Cl <sup>-</sup>				X	X	X	X
Intens. de corrosión		X					X
Resist. Hormigón							X
Acero							X
SCC							X
Cargas							X
Geometría							X
Detalle de armado						X	X

#### 4.1.2.1. Detalle de armado

A la hora de realizar una evaluación de este tipo es necesario conocer tres aspectos básicos referentes al detalle de armado:

- Espesor del recubrimiento
- Localización de las armaduras
- Sección transversal de las barras



La forma más habitual de medir el espesor del recubrimiento es mediante la utilización de pachómetros, cuyo funcionamiento está basado en las diferentes propiedades electromagnéticas del acero y del hormigón que las recubre. Además, los resultados obtenidos son comprobados mediante calas.

Los pachómetros permiten de igual modo localizar las armaduras tanto longitudinales como transversales, ya que al barrer la superficie del elemento con el aparato se producen cambios en el campo magnético cada vez que se pasa encima de una barra. La ventaja de este método radica en su bajo coste y su reducido tiempo de ejecución, de tal forma que pueden explorarse amplias áreas con facilidad. En el Anexo G se incluye una descripción más detallada de este método.

El número de calas dependerá de la tipología estructural y de la geometría del elemento, pero al menos deberán caracterizarse completamente aquellas zonas que estén sometidas a los mayores esfuerzos. Por ejemplo, si el elemento es una viga, las secciones en centro de vano y apoyos.

Por su parte, la medida de la pérdida de sección de las armaduras o de la penetración de ataque  $P_x$  puede realizarse directamente sobre la barra una vez que se hayan eliminado el hormigón que la recubre y los óxidos que hayan podido formarse. Los diámetros de la armadura longitudinal y transversal deben medirse tanto en zonas sanas como dañadas del elemento, y en un número suficiente para obtener un valor representativo (valor medio o máximo medido). Hay que tener en cuenta que la pérdida de sección no es homogénea en todo el elemento.

En caso de haber picaduras, su profundidad puede medirse mediante un cable calibrado.

#### **4.1.2.2. Resistencia mecánica**

La extracción de testigos es la forma más habitual para determinar la resistencia mecánica del hormigón en estructuras existentes. Las dimensiones de las probetas suelen ser de 250 mm de largo y un diámetro de 100 mm, de tal forma que se obtenga una vez tallada y refrentada la probeta una relación entre estas dos dimensiones igual a 2.

Para obtener un valor estadísticamente representativo, deberían extraerse al menos tres testigos de cada lote, procurando que sean extraídos de distintas zonas del lote. Debe prestarse especial atención cuando el hormigón esté fisurado.



La resistencia característica estimada del hormigón puede obtenerse mediante las siguientes expresiones:

$$f_{ck, est} \geq \frac{\sum_{i=1}^n f_{ci}}{0,9 n} \quad \text{o} \quad f_{ck, est} \geq \frac{f_{c1}}{0,8}$$

donde,

- $f_{ck, est}$  = resistencia a compresión estimada
- $f_{ci}$  = resistencia a compresión de cada testigo
- $n$  = número de testigos
- $f_{c1}$  = mínima resistencia a compresión obtenida de los testigos

La extracción de testigos puede combinarse con el uso de técnicas no destructivas como ultrasonidos o métodos de rebote y penetración, de tal forma que se pueden obtener caracterizaciones de zonas más amplias de la estructura (por ejemplo un mapa de resistencia a compresión). Los valores obtenidos mediante estas técnicas deben ser calibrados con los testigos. En el Anexo G se incluye una descripción más amplia de estos ensayos.

#### **4.1.2.3. Penetración del frente de agresivo: avance de carbonatación y de cloruros**

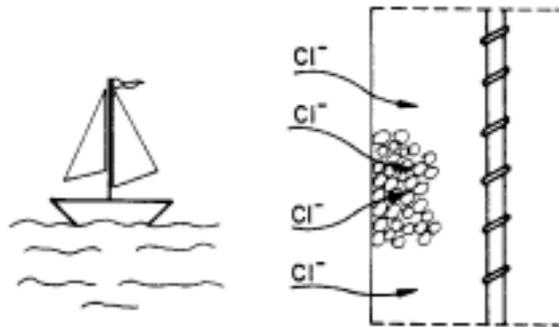
Para determinar la profundidad de carbonatación,  $X_{CO_2}$ , es necesario exponer una superficie de hormigón. El avance del agresivo se determina añadiendo fenolftaleína y observando las variaciones de color en función del pH del hormigón. Deben realizarse al menos cuatro medidas del espesor de la zona incolora, incluyendo los valores máximo y mínimo obtenidos.

El frente de carbonatación puede medirse bien en los testigos que se extraigan para obtener la resistencia mecánica del hormigón o bien sobre las calas.

A partir de la profundidad del frente carbonatado  $X_{CO_2}$ , la velocidad de penetración  $V_{CO_2}$  puede obtenerse mediante la Ley de la raíz cuadrada:

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

donde  $t$  es la edad de la estructura.



En cuanto al avance de cloruros, son varios los métodos que pueden aplicarse para determinar el contenido total de cloruros en el hormigón. Los ensayos se llevan a cabo sobre muestras de polvo tomadas de taladros en la estructura realizados a diferentes profundidades. Cuando el recubrimiento está fisurado o desprendido, pueden emplearse los fragmentos para realizar los análisis químicos. El objetivo final es determinar el perfil o gradiente de cloruros desde la superficie hacia el interior e identificar el umbral de cloruros que produce la despasivación de las armaduras. Los perfiles de cloruros pueden obtenerse a partir de testigos que luego son cortados milímetro a milímetro.

Los métodos más comunes para determinar el contenido total de cloruros en campo son el ensayo Quantab y el RTC (ensayo rápido de cloruros).

La concentración de cloruros puede expresarse como el porcentaje total de  $Cl^-$  en peso de hormigón o como cloruros solubles en agua o libres referidos bien al hormigón o al cemento.

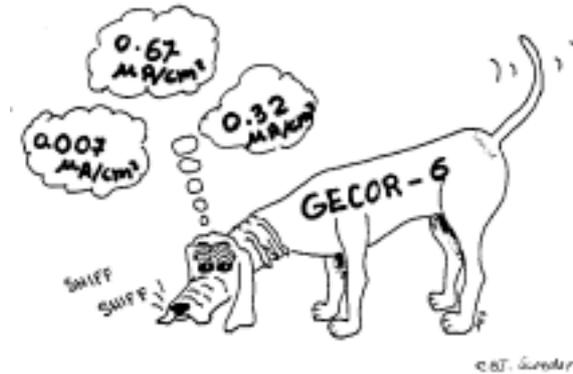
Asumiendo unos umbrales de cloruros de 0.4 % en peso de cemento o del 0.1% en hormigón, el objeto del ensayo es medir la profundidad de penetración  $X_{Cl}$  correspondiente a este umbral, y por consiguiente, calcular  $V_{Cl}$

$$X_{Cl} = V_{Cl} \sqrt{t}$$

#### **4.1.2.4. Intensidad de corrosión y parámetros electroquímicos complementarios: resistividad y potencial.**

*Intensidad de corrosión*

La medida de la intensidad de corrosión, indica la cantidad de metal que se transforma en óxido por unidad de superficie de armadura y tiempo. La cantidad generada de óxidos está directamente relacionada con la fisuración del recubrimiento de hormigón y la pérdida de adherencia, mientras que la reducción en la sección transversal del acero afecta a la capacidad portante de la estructura. Por tanto, la tasa de corrosión es un indicador de la tasa de descenso de la capacidad portante de la estructura.



La técnica más empleada para medir intensidad de corrosión es la mediante un electrodo de referencia, que indica el potencial eléctrico y un electrodo auxiliar que proporciona la corriente. En las medidas in situ se emplea un anillo de guarda modulado por dos electrodos de referencia para confinar la corriente en una superficie de armadura determinada. Si no se confina la señal de forma modulada, se obtendrían valores muy elevados y por tanto se sobrestimaría el riesgo de corrosión. En el Anexo G se incluye una completa descripción de estos métodos.



En la tabla E.1 del anexo E se incluye una descripción de los niveles de corrosión.

En función de distintos factores como el alcance del estudio o el tipo y localización de la estructura, puede optarse entre varias posibilidades para obtener un valor representativo de la intensidad de corrosión  $I_{corr}^{rep}$ . Las más comunes son:

- Utilizar un valor nominal de  $I_{corr}^{rep}$  asociado a una clase de exposición según se indica en la tabla E.3 del Anexo E.
- Mediante medidas en campo. En este caso pueden darse dos situaciones:
  - Si se tiene un registro continuo de medidas, puede tomarse la media de estos valores como  $I_{corr}^{rep}$
  - Si únicamente se puede realizar una visita a la estructura, la  $I_{corr}^{rep}$  puede obtenerse promediando el valor obtenido durante la inspección (bien a partir de la pérdida de diámetro de las barras bien mediante un corrosímetro)  $I_{corr,sing}$  con el valor obtenido de extrapolar la resistividad medida en un testigo en el gráfico  $I_{corr} - \rho$ . Este método se describe con detalle en el Anexo E.

### *Resistividad*

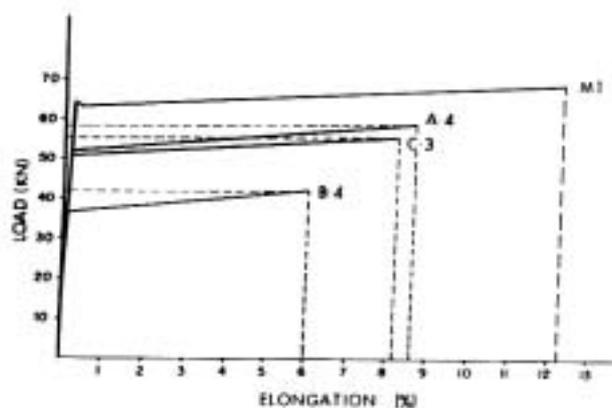
La resistividad eléctrica proporciona información acerca del contenido de agua en el hormigón y de la calidad del mismo y por tanto es un indicador complementario adecuado para localizar áreas con riesgo de corrosión. En la tabla E.2 del Anexo E se incluye una clasificación de niveles de resistividad.

La resistividad del hormigón puede medirse directamente sobre la superficie del elemento aplicando las técnicas de Wenner o la del disco, que se describen en el Anexo G.

### *Potencial*

El principal objetivo de la medida de potenciales en una estructura es localizar áreas en las que la armadura pudiera no estar pasiva y por tanto, sea susceptible de corroerse si se dieran las condiciones necesarias de oxígeno y humedad.

El potencial se mide realizando una conexión eléctrica con la armadura y apoyando un electrodo en la superficie del elemento, tal y como se indica en el Anexo G.



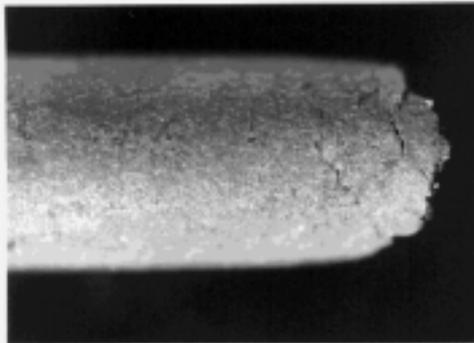
#### **4.1.2.5. Límite elástico y resistencia a tracción del acero**

La corrosión puede provocar cambios en las propiedades mecánicas del acero. Cuando se realiza una evaluación detallada, es necesario conocer el límite elástico, la resistencia a tracción y la deformación correspondiente. Por ello, siempre que sea posible debería obtenerse al menos una muestra de cada lote para ensayarla. Sin embargo, y ante la dificultad que esto plantea, será el inspector el que decida el número y localización de las piezas a extraer.

Aunque en la mayoría de los casos para el hormigón armado la pérdida de ductilidad en el acero no es un aspecto crítico, cuando se dan procesos de corrosión severos es conveniente comprobar si el acero es menos dúctil. La curva tensión-deformación reflejará los parámetros mecánicos que tendrán que emplearse en el recálculo así como la previsible pérdida de ductilidad.

#### **4.1.2.6. Susceptibilidad a la corrosión bajo tensión**

Para el caso de cables pretensados, la pérdida de ductilidad es un aspecto crítico. Para investigar la posibilidad de un proceso de fragilización, tienen que realizarse dos ensayos:



- a) Análisis microscópico de las superficies de fractura (si existen)
- b) La medida de KISCC o de la velocidad de fisura media mediante alguno de los métodos descritos en el anexo D.

La susceptibilidad de un tipo de acero a SCC puede determinarse en piezas nuevas o existentes, mientras que la evaluación de un proceso actual en una estructura sólo puede ser realmente identificado mediante observación microscópica.

#### **4.1.2.7. Microestructura del hormigón : porosidad y análisis microscópico**

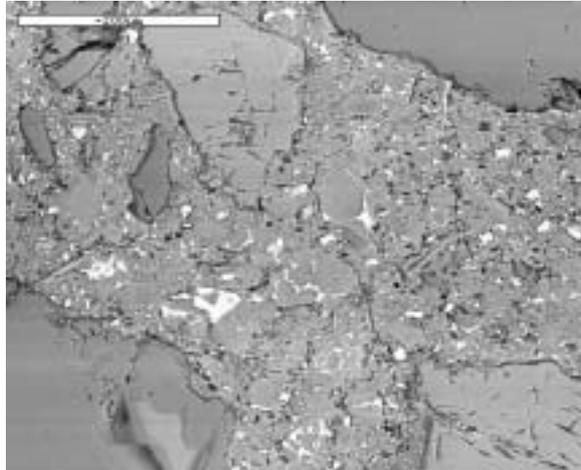
La caracterización del tipo de mecanismo de deterioro y la calidad del hormigón puede realizarse mediante dos técnicas : la microscopía y la porosimetría.

##### *Microscopía*

El estudio de láminas delgadas de hormigón mediante un microscopio de polarización y fluorescencia permite estudiar y caracterizar determinados parámetros físicos y minerales que influyen en la calidad del hormigón y en la evolución de sus propiedades. Los principales parámetros que pueden caracterizarse son los siguientes:

- Características de la mezcla : homogeneidad, relación agua-cemento, fisuración y presencia de componentes reactivos.

- Profundidad de carbonatación o presencia de cloruros
- Caracterización petrográfica de los áridos, posible fisuración y reactividad potencial.
- Interfase entre la pasta y el árido o el acero.
- Determinación del aire ocluido
- Microfisuración.

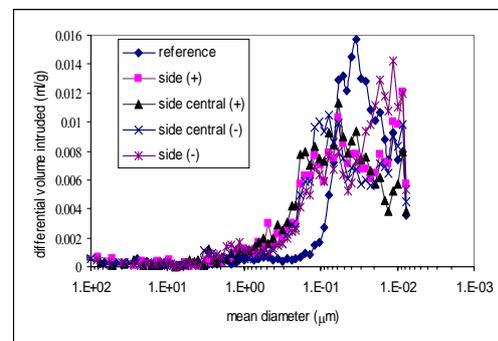
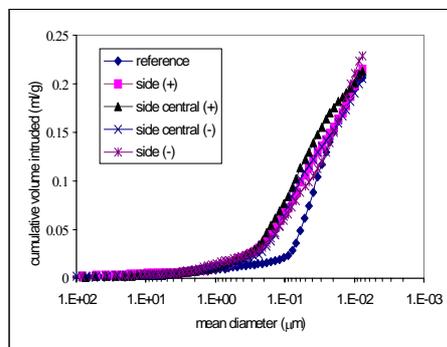


### Porosimetría

La porosidad se considera directamente relacionada con la durabilidad del hormigón cuando éste se encuentra en un ambiente agresivo. La red de poros es el camino empleado por los agresivos externos para penetrar en el hormigón. Técnicas como la porosimetría de mercurio facilitan información acerca de :

- Porosidad total
- Distribución del tamaño de poros
- Tamaño medio de los poros
- Otros.

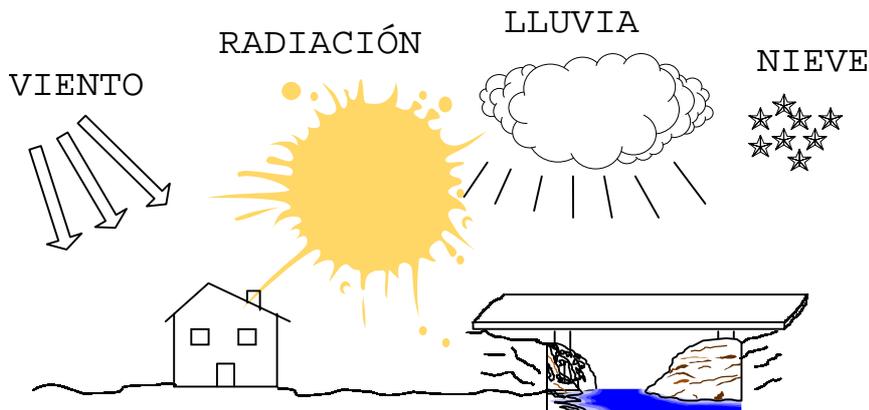
Otros ensayos que pueden emplearse para estudiar la porosimetría son la permeabilidad al oxígeno y la absorción de agua.



#### 4.1.2.8. Caracterización del clima

En este manual, la influencia del clima se clasificará a partir de las clases de exposición recogidas en la EHE, y que se encuentran incluidas en el anexo H. Junto con la presencia de cloruros, el principal factor que afecta a la corrosión es el contenido de humedad del hormigón, que depende de la humedad ambiental. El contenido de humedad del hormigón afectará a la resistividad y a la disponibilidad de oxígeno al nivel de la armadura.

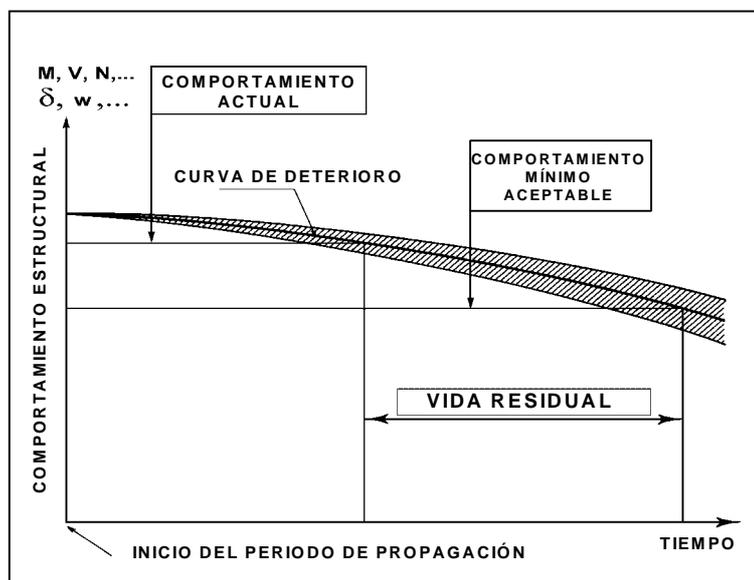
Otro factor que afecta al proceso de corrosión es la temperatura. Esta produce dos efectos contrapuestos, acelerando o retardando la reacción. Así, cuando la temperatura aumenta, se produce la evaporación del agua de los poros y se elimina el oxígeno. Por tanto, aunque la corrosión se ve favorecida por el aumento de temperatura, el incremento en resistividad y la eliminación de oxígeno (menos solubilidad a altas temperaturas) puede contrarrestar la mayor corrosión. Por el contrario, el descenso de la temperatura puede provocar condensaciones que darán lugar a un aumento de la corrosión. Aunque ambos parámetros - temperatura y contenido de agua- son relevantes para el proceso de corrosión, el de mayor influencia es el segundo. El contenido de agua depende del clima local y global que afecta a la estructura. Así, la humedad relativa media, la temperatura, el régimen de lluvias, la acción del sol y la dirección del viento son los factores más influyentes en la humedad contenida en el hormigón.



## 4.2. EVALUACIÓN ESTRUCTURAL

El mínimo comportamiento técnico es el nivel de deterioro por debajo del cual la estructura o alguno de sus componentes no debe situarse. Este nivel tiende a determinarse en los códigos para el estado límite último, donde la seguridad es el principal aspecto a considerar. En el caso de estados de servicio, este nivel mínimo debe ser fijado por los propietarios de las estructuras, en función del interés estético y funcional de los mismos. En el anexo F se incluye información acerca de la teoría de la seguridad estructural.

El objeto de este manual es determinar el comportamiento de la estructura en el momento de la evaluación (diagnóstico) y estimar cómo va a evolucionar a lo largo de una curva de deterioro hasta alcanzar el punto de comportamiento mínimo aceptable (prognosis). De esta forma, es posible estimar la vida residual de la estructura (ver figura 4.2).

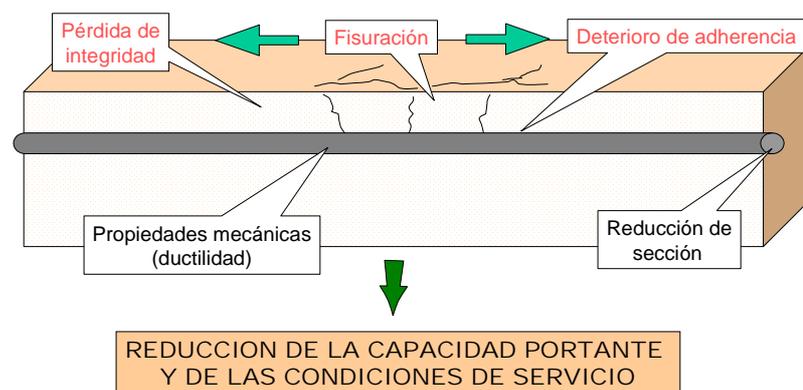


**Figura 4.2.** Deterioro de una estructura con el tiempo

La metodología para realizar la diagnosis y la prognosis es similar, y se basa en los siguientes conceptos:

- La evaluación se realizará de acuerdo a la EHE y en especial al título 1º Bases de Proyecto, salvo en aquellos casos que se especifiquen en el Anexo B.
- Los estados límites últimos y de servicio serán los incluidos en la EHE, pudiendo considerarse un estado límite de servicio adicional referente al aspecto externo de la superficie del hormigón afectada por signos de deterioro de menor cuantía como manchas de óxido.
- Tendrán que evaluarse las cargas permanentes y variables

- Las permanentes deberán determinarse con precisión, para lo que será necesario realizar mediciones de las dimensiones de los elementos tanto estructurales como no estructurales, para obtener el peso propio y las cargas muertas.
- Las variables se evaluarán cuando sea posible o necesario - por cambios en el uso de la estructura, etc.- De lo contrario podrán tomarse las de proyecto.
- Las propiedades de los materiales deben integrarse en el comportamiento estructural. Como se muestra en la figura 4.3. las consecuencias de la corrosión pueden clasificarse en tres grupos principales:
  - Aquellas que afectan a la armadura disminuyendo la sección de las barras y la ductilidad del acero.
  - Aquellas concernientes a la integridad del hormigón debido al estado tensional que induce la expansión del óxido y que pueden ocasionar la fisuración y desprendimiento del hormigón.
  - Aquellas que alteran el efecto compuesto del acero y hormigón debido al deterioro de la adherencia.



**Figura 4.3.** Efectos de la corrosión en elementos de hormigón armado

El conocimiento del estado y de la evolución de estos tres aspectos es decisivo para analizar la capacidad portante de la estructura y para estimar su comportamiento futuro.

#### 4.2.1. Método de análisis

El efecto de las acciones debe obtenerse de acuerdo al capítulo V de la EHE, pero considerando los siguientes aspectos:

- La geometría de la sección se deberá modificar para tener en cuenta la pérdida de sección del hormigón debido a la delaminación y desprendimiento.
- La ductilidad de la sección se reduce, ya que por una parte la corrosión reduce la elongación a máxima carga en las barras y por otra, la corrosión de las barras comprimidas provoca la fisuración del hormigón y la reducción del canto útil. Por esto, se deben establecer ciertas precauciones a la hora de admitir redistribuciones

de los gráficos de solicitaciones (EHE art. 19.2.3 y art. 21.4) debido a la pérdida de ductilidad de la armadura corroída.

- Cuando sea necesario, deberán emplearse herramientas más rigurosas.

Aunque el análisis lineal no es capaz de simular el comportamiento de estructuras de hormigón armado cuando se aproximan a la carga de rotura, permite mantenerse del lado de la seguridad ya que proporciona un conjunto de esfuerzos que están en equilibrio con la carga aplicada. Si las resistencias del elemento son mayores que esos esfuerzos de equilibrio, entonces puede considerarse de aplicación la teoría de plasticidad. Si estos esfuerzos están en equilibrio con las cargas aplicadas y no se supera en ningún punto de la estructura el límite elástico del acero, entonces puede asegurarse que no se producirá el fallo de la estructura cuando las cargas aplicadas sean menores. Por tanto, puede considerarse del lado de la seguridad el análisis elástico de estas estructuras. Sin embargo, la situación inversa no tiene por qué ser cierta, ya que las estructuras tienden a tener una mayor 'reserva' de resistencia de la que puede determinarse mediante el análisis elástico lineal. En este caso, será necesario recurrir a análisis más sofisticados.

#### **4.2.2 Propiedades de la sección**

Las propiedades de la sección deben considerarse a la hora de obtener el efecto de las acciones (análisis) y al verificar los Estados Límite (tanto últimos como de servicio). Este apartado se enfoca a aquellas propiedades de la sección que deben considerarse en el análisis, mientras que en el Anexo B se incluyen las referentes a la verificación de los Estados Límite.

Las normativas habituales para el estudio de estructuras existentes como la BD 44/95 inglesa permiten la modificación de las propiedades de la sección basándose en tres aspectos:

- Sección bruta de hormigón (no fisurada y sin armadura)
- Sección homogeneizada de hormigón (no fisurada y considerando la armadura)
- Sección neta de hormigón (fisurada y considerando la armadura)

El objeto del proyecto es determinar la cantidad de armadura necesaria y por tanto las propiedades de la sección basadas en la sección bruta de hormigón son obvias para evitar procesos iterativos en el diseño. Sin embargo, durante la evaluación de estructuras existentes se conoce tanto la cuantía como localización de las armaduras, por lo que es posible la utilización de secciones homogeneizadas.

En el caso de elementos fisurados en una estructura hiperestática, deben emplearse las propiedades de la sección fisurada. Por tanto, tendrán menor rigidez relativa y atraerán menos carga. Debe adoptarse un criterio consistente que refleje el diferente comportamiento de las distintas partes de la estructura. Sin embargo, se dan ciertas anomalías que deben tenerse en cuenta. Por ejemplo, los tableros de puentes antiguos se diseñaban con un armado transversal ligero, y por tanto era relativamente fácil que se fisurasen. Por tanto parecería razonable emplear las propiedades de la sección fisurada a expensas de reducir la redistribución transversal de carga. El problema aparecería en los elementos longitudinales, ya que al no ser capaz de desprenderse de la carga transversalmente, fallarían. Por el contrario, si se aplicaran las propiedades de las secciones no fisuradas, la situación sería la inversa debido a

la distribución de la carga transversal. Jackson sugiere que aunque no está explícitamente permitido el uso de estados intermedios de sección, no es lógico permitir las dos situaciones extremas y no estos casos intermedios, que serían muy útiles cuando en elementos de una misma estructura se alterne entre secciones fisuradas y no fisuradas.

Las propiedades de la sección utilizada también deben considerar las asunciones realizadas a la hora del cálculo de resistencias. Por ejemplo, si el recubrimiento de hormigón no se tiene en cuenta al calcular la capacidad resistente de una columna, tampoco puede considerarse cuando se determinen las propiedades de la sección.

De cualquier forma, no existen reglas generales que se puedan aplicar para la elección de la sección cuando se evalúan estructuras afectadas por corrosión. Por tanto será necesario elaborar diferentes hipótesis con distintas secciones y realizar un análisis de sensibilidad de la estructura, tal y como se indica en el Anexo B.

#### **4.2.3. Coeficientes parciales de seguridad**

Los coeficientes parciales de seguridad empleados en proyecto tienen en parte como función protegerse de posibles desviaciones de las resistencias características de los materiales y de las cargas aplicadas. A la hora de evaluar, la información disponible es mucho mayor que en la fase de proyecto. Por tanto, los componentes de los coeficientes parciales de seguridad relacionados con la protección frente a dichas desviaciones podrían reducirse como consecuencia de una mejor estimación de la resistencia real de los materiales y de las cargas aplicadas.

La reducción de los coeficientes parciales de seguridad debe abordarse únicamente si el ingeniero tiene la seguridad de que la evaluación realizada es lo suficientemente precisa como para haber cubierto suficientemente las incertidumbres propias de la fase de proyecto.

#### **4.2.4.- Estados Límite Últimos**

En el caso de Estados Límite últimos, el objetivo es satisfacer la inequación [4.1], esto es, que la estructura es capaz de resistir las cargas a las que está sometida.

$$R \geq S \quad [4.1]$$

donde

R es la resistencia

S es la carga aplicada

Las normas nacionales especifican tanto las cargas que deben aplicarse a una estructura como la forma de calcular la resistencia de los elementos. En el caso de puentes, es importante que el comportamiento mínimo se corresponda con el tipo de vehículos que vayan a utilizarlos. Por tanto, no será posible actuar en la expresión [4.1] en el término de las cargas -S- salvo que el peso de los vehículos que empleen el puente se limite a un valor máximo. En edificación, las cargas vienen dadas por las normas, pero la estructura puede verse afectada por cambios de uso por lo que la carga a considerar debe establecerse de acuerdo con los propietarios del edificio. Los

coeficientes de seguridad aplicados a las cargas pueden ser reducidos de acuerdo a lo especificado en el punto anterior. En principio puede parecer que esto supone una reducción del nivel de comportamiento mínimo, pero en realidad no es así al verse compensado por la reducción en la incertidumbre que lleva aparejada la fase de proyecto de la estructura. Así, mientras que los efectos de la carga aplicada sean reducidos y la resistencia de los elementos aumentada, la seguridad será prácticamente similar.

Puede obtenerse una mayor reducción en las acciones de las cargas mediante una cuantificación más precisa de las cargas aplicadas. Su campo de aplicación será mayor en el caso de edificación que en puentes, ya que las cargas que actúan sobre edificios pueden evaluarse y medirse mientras que en puentes las cargas son aquellas que debe resistir según las normas de aplicación.

#### **4.2.5. Estados Límite de Servicio**

Al considerar los estados límite de servicio, el ingeniero tiene una mayor flexibilidad para reducir el nivel de comportamiento mínimo, ya que no existen riesgos asociados a la seguridad.

Si el propietario de la estructura está dispuesto a aceptar mayores deformaciones o anchura de fisura que los especificados en la normativa, entonces el nivel de comportamiento mínimo podrá ser reducido en mayor manera. \_Estas reducciones pueden darse en estructuras en las que la estética no es fundamental. Por ejemplo, la fisuración podría ser aceptable en el caso de una nave industrial pero no en un edificio de oficinas.

Las implicaciones de aceptar una reducción del nivel de comportamiento técnico puede llevar aparejada una reducción de la vida residual de la estructura (ya que las fisuras proporcionan una vía de acceso a la humedad y a la disponibilidad de oxígeno) y las deformaciones pueden inducir esfuerzos de segundo orden en la estructura. Sin embargo, estas implicaciones deben considerarse bajo el prisma de un sistema de gestión global. La aceptación de un menor nivel de comportamiento mínimo puede suponer el retraso de reparaciones, si bien cuando éstas se realicen habrán de ser más profundas.

Puede haber riesgos concernientes a la seguridad asociados a la reducción del nivel de comportamiento mínimo en servicio, incluyendo la caída de trozos de hormigón desprendidos sobre peatones o que, debido a la acción de mecanismos externos una deformación excesiva lleve al colapso del elemento. Estos riesgos deben ser evaluados antes de aceptar la reducción del estado mínimo aceptable de servicio de la estructura.

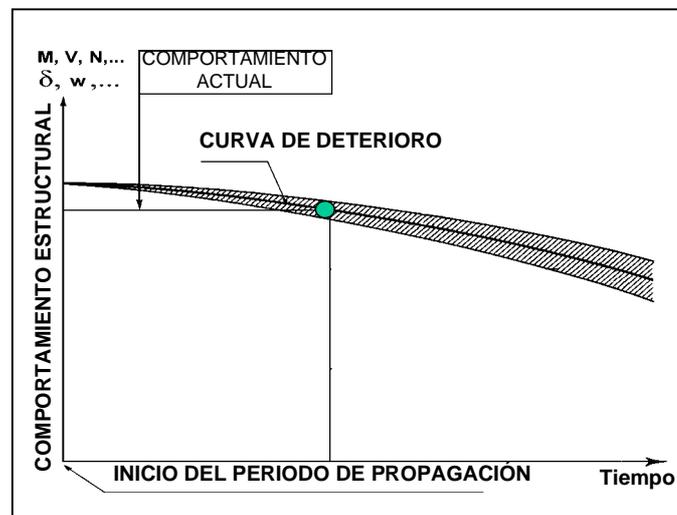
En este manual no se incluyen referencias a un comportamiento estructural mínimo genérico, ya que cada propietario y cada estructura tienen sus propias particularidades. La mejor aproximación contará con el análisis de varios niveles de comportamiento estructural y con la selección del más apropiado desde el punto de vista de la seguridad, funcionalidad y coste basado en el consenso con el propietario de la estructura, con las autoridades competentes y con las compañías de seguros.

### 4.3. FASE DE DIAGNÓSTICO

El objetivo de la fase de diagnosis es determinar el comportamiento actual de la estructura de tal forma que pueda determinarse en qué punto de la curva de deterioro de la misma se encuentra.

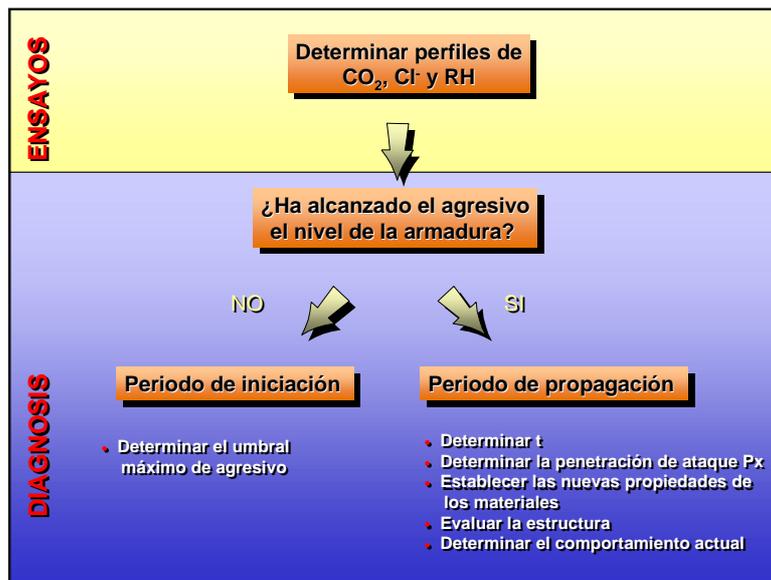
Los pasos a seguir para evaluar el estado actual de una estructura son los siguientes:

- Identificación del mecanismo de daño. La caracterización del mecanismo de ataque y de la calidad del hormigón son aspectos previos básicos para la diagnosis.
- Medida de la penetración de la carbonatación y de cloruros, y el cálculo de la velocidad de avance del agresivo  $V_{CO_2}$  y  $V_{Cl}$ . La medida de la profundidad del frente de agresivo  $X_{CO_2}$ ,  $X_{Cl}$  se describe en el Anexo G.



*Figura 4.4. Comportamiento actual de la estructura*

- Durante el periodo de propagación, estimación del tiempo desde que comenzó la corrosión mediante la ecuación de la raíz cuadrada del tiempo, tal y como se indica en los puntos 4.3.2. y 4.3.3.
- Determinación de la penetración  $P_x$  y la intensidad de corrosión.
- Determinación de la sección reducida de las barras de acero, la fisuración del recubrimiento de hormigón y el deterioro de la adherencia tal y como se indica en el Anexo B.
- Aplicación de la teoría de los Estados Límite teniendo en cuenta las características específicas de las estructuras corroídas descritas en el Anexo B.



**Figura 4.5.** Proceso de diagnosis

#### 4.3.1. Avance de los agresivos y determinación del periodo de propagación

La velocidad de avance del frente agresivo puede determinarse mediante la ecuación de la raíz cuadrada del tiempo,

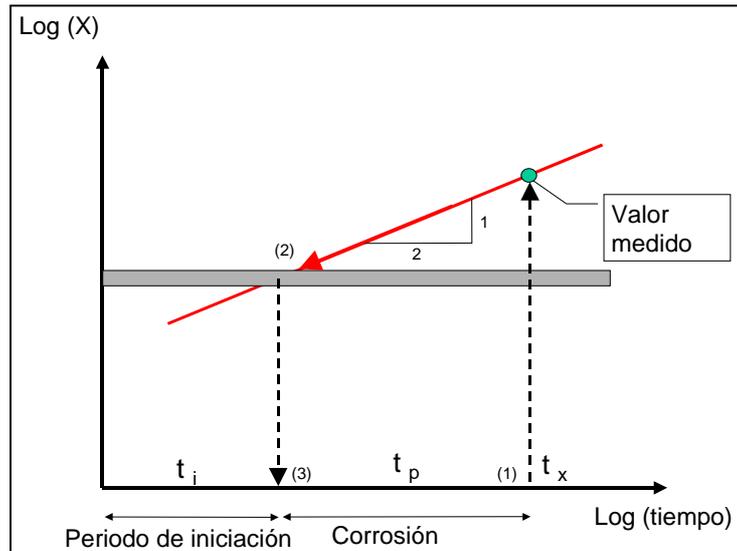
$$\begin{aligned} X_{CO_2} &= K_{CO_2} \sqrt{t} && \text{(Carbonatación)} \\ X_{Cl} &= K_{Cl} \sqrt{t} && \text{(Cloruros)} \end{aligned}$$

donde X es la profundidad del agresivo y t es el tiempo desde que la estructura ha estado expuesta al agente agresivo.

Existen otros métodos más sofisticados basados en el cálculo más riguroso de la difusión tanto para carbonatación como para cloruros que se encuentran detallados en el Anexo A.

Determinación del periodo de propagación  $t_p$

Una vez que ha comenzado el periodo de propagación, el cálculo del ataque previo por corrosión puede realizarse a partir de una extrapolación hacia atrás en el tiempo a partir de la profundidad medida del frente de agresivo para calcular el tiempo transcurrido desde que alcanzó el nivel de la armadura mediante el modelo de la raíz cuadrada del tiempo. En la figura 4.6 se indica este proceso.



**Figura 4.6.** Evaluación del periodo de corrosión mediante extrapolación

donde  $t_p = t_x - t_i$

$t_x$  : edad de la estructura

$t_i$  : periodo de iniciación

Una vez que el tiempo  $t_p$  se ha determinado, puede obtenerse una intensidad de corrosión media aplicando la ecuación general,

$$I_{\text{corr}} (\mu\text{m/año}) = P_x/t_p$$

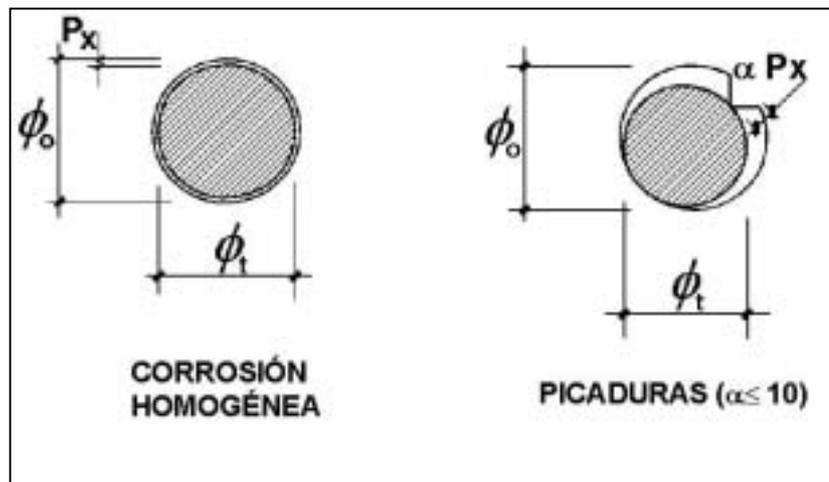
siendo  $P_x = (\phi_0 - \phi_t)/2$  la penetración de ataque actual medida mediante observación directa.

#### 4.3.2. Determinación de la penetración de ataque $P_x$ y la sección actual de acero.

La penetración actual de la corrosión puede obtenerse mediante dos métodos:

- Medida simple del diámetro residual : este procedimiento puede aplicarse únicamente cuando la disminución de sección sea apreciable -normalmente en casos de corrosión por cloruros-
- Extrapolando el valor a partir de la intensidad de corrosión representativa y el periodo de propagación previamente determinado.

En la determinación del diámetro residual de las barras debe tenerse en cuenta las posibles picaduras. Así, la sección efectiva del acero puede calcularse mediante el factor de picadura, que puede obtenerse directamente en el caso de que sea posible realizar medidas geométricas. En caso contrario, puede considerarse un valor aproximado de 10.



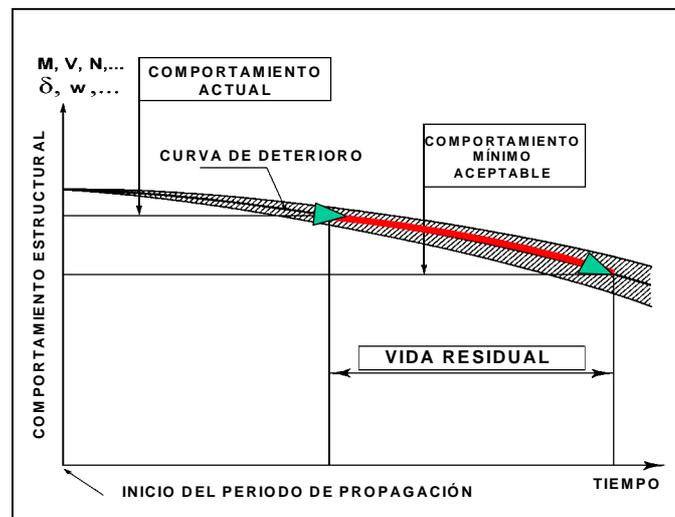
*Figura 4.7. Sección residual de armaduras*

#### 4.4. FASE DE PROGNOSIS

Una vez determinado el estado actual de la estructura, el siguiente paso es tratar de predecir cómo va a evolucionar el proceso de deterioro y cuando la estructura va a alcanzar un nivel de comportamiento estructural no aceptable.

Los datos necesarios para realizar la prognosis son los siguientes:

- Características geométricas y mecánicas de los elementos
- Características del avance de los agresivos ( $K_{CO_2}$ ,  $K_{Cl^-}$ , profundidad actual y periodo de propagación)
- Un valor representativo de la intensidad de corrosión  $I_{corr}^{rep}$  (ver Anexo E)



**Figura 4.8.** Prognosis del comportamiento estructural

Si la estructura se encuentra en el periodo de iniciación, el resultado de la fase de prognosis será el tiempo necesario para alcanzar la despasivación de las armaduras, esto es, el tiempo necesario para que el agresivo llegue a las armaduras. Este valor puede obtenerse mediante la aplicación de nuevo del modelo de la raíz cuadrada del tiempo, o de otro modelo similar tal y como se explica en el punto 4.4.1.

Si la estructura se está corroyendo, el objeto de esta fase de la evaluación es determinar cuándo alcanzará la estructura un nivel de comportamiento mínimo prefijado. Los pasos necesarios para lograr este objetivo son los siguientes:

- Definir el nivel mínimo de comportamiento para estados últimos y de servicio.
- Determinar las características geométricas y mecánicas que hacen que la estructura alcance dicho nivel mínimo : diámetros de armaduras, fisuración del hormigón, etc.
- Determinar la penetración de ataque  $P_x$  que produce dichas características, tal y como se indica en el anexo B.
- Asumir un valor medio representativo de la intensidad de corrosión  $I_{corr}^{rep}$  que pueda emplearse en la estimación del deterioro futuro.

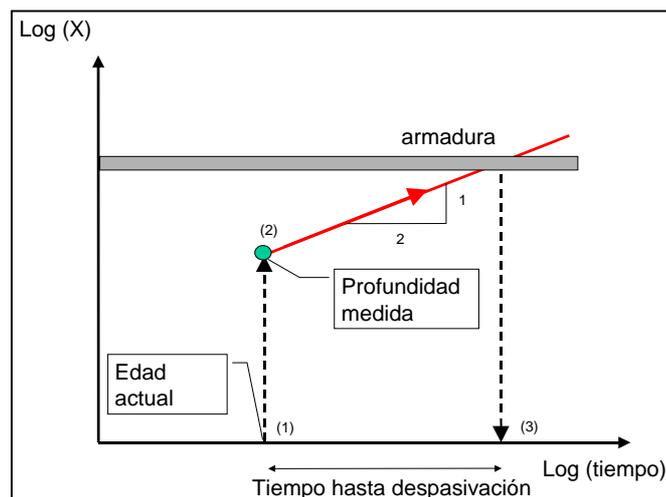
- Determinar el tiempo necesario para alcanzar la penetración de ataque  $P_x$  de acuerdo a las características ambientales y el valor de la intensidad de corrosión  $I_{corr}^{rep}$

#### 4.4.1. Predicción del avance de agresivos

La predicción de la evolución del deterioro puede realizarse con distintos niveles de precisión. En este punto se describen únicamente los procedimientos de más sencilla utilización.

##### Periodo de iniciación

Una forma sencilla de predecir la velocidad de avance del frente carbonatado o del umbral de cloruros se mediante la utilización del modelo de la raíz cuadrada del tiempo, que se representa en diagramas como el de la figura 4.9, en la que el eje de ordenadas se representa el logaritmo de la profundidad de penetración y en abscisas el logaritmo del tiempo.



**Figura 4.9.** La medida de la profundidad de carbonatación (o penetración de cloruros) es la mejor forma de caracterizar la influencia del ambiente y las características de los materiales. La predicción a partir de valores actuales hará más fiables los resultados obtenidos

La representación de esta función en el diagrama es una línea recta con pendiente 0.5 para cada calidad de hormigón en diferentes ambientes. La profundidad de penetración se representará por una línea horizontal que pase por el punto medido. Este método da lugar a estimaciones conservadoras debido a la disminución de la permeabilidad a medida que se penetra en el hormigón. La parte más superficial presenta tales variaciones en porosidad y humedad que no existe una teoría capaz de describir los primeros años de penetración del agresivo. Por tanto, la obtención de resultados fiables con este método viene condicionada por que la edad de la estructura no sea inferior a 2-4 años.

## Despasivación

La corrosión de las armaduras tiene lugar cuando se dan descensos puntuales o generalizados del pH. Cuando se debe a carbonatación, la disminución del pH se debe a la neutralización del recubrimiento. Se considera que desaparece la capa pasiva y comienza la corrosión cuando el pH toma valores en torno a 8.

Los cloruros también provocan una disminución del pH, por de forma localizada. Esta disminución puede verse limitada por el entorno alcalino en el que se encuentra, y por tanto la relación  $\text{Cl}^-/\text{OH}^-$  es el parámetro determinante para permitir la despasivación.

No existe un único umbral para el ratio  $\text{Cl}^-/\text{OH}^-$  que pueda aplicarse con generalidad. Este depende del acero (composición, presencia de óxido, etc.) así como del potencial de corrosión (nivel de oxígeno). La despasivación se ha comprobado para valores de  $\text{Cl}^-/\text{OH}^-$  que varían entre 2 y 8 (0.05 % - 1% de la masa de hormigón). En el siguiente gráfico (figura 4.10) se muestra la influencia de la relación agua cemento.

Por tanto han de identificarse, si es posible, los umbrales de cloruros en cada estructura mediante el análisis del contenido en cloruros cerca de las barras en aquellas zonas en las que se haya determinado que existe corrosión activa y compararlos con los valores obtenidos en zonas que no han comenzado a corroerse.

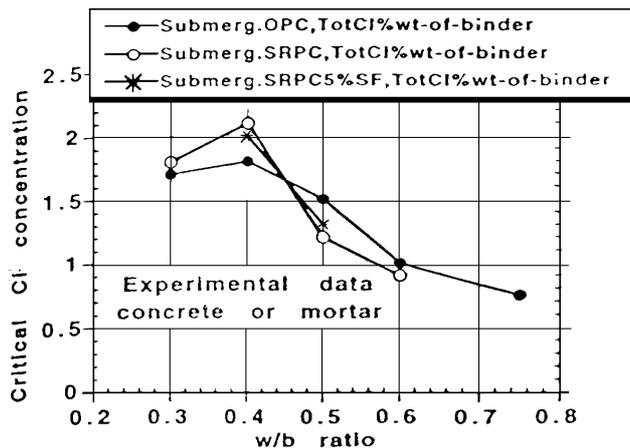


Figura 4.10. Umbral de cloruros en función de la relación agua/cemento

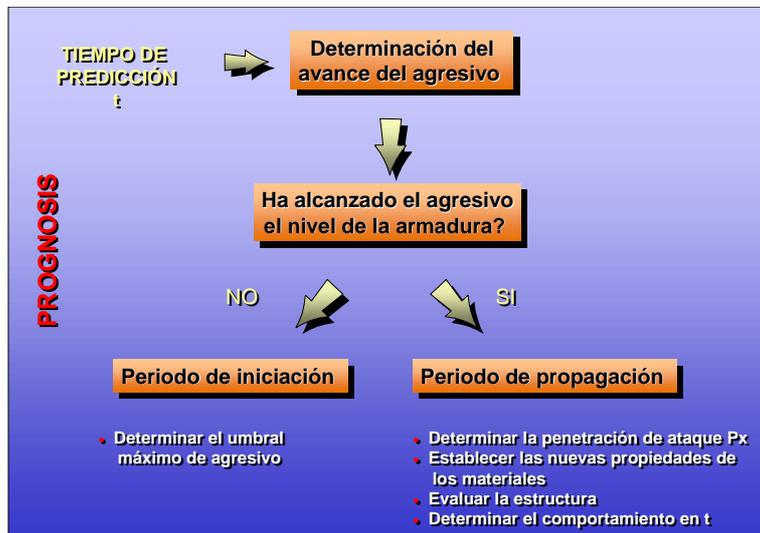
La despasivación no es un proceso instantáneo sino que se produce a lo largo de un cierto periodo de tiempo durante el cual pueden producirse ciclos de pasivación-despasivación. Puede identificarse cuando los valores de  $I_{\text{corr}}^{\text{rep}}$  superan  $0.1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$  durante un cierto periodo de tiempo.

### 4.4.2. Evolución con el tiempo de la capacidad portante

El objetivo de la fase de prognosis es determinar la evolución del comportamiento de la estructura en el tiempo. Una vez que se ha predicho el avance del agresivo, la capacidad portante de la estructura puede determinarse para cada instante de cálculo. Como se indica en la figura 4.11, el proceso es similar al de la fase de diagnosis.

Mediante la repetición de este proceso en diferentes instantes de tiempo pueden determinarse los puntos de la curva de deterioro de la estructura.

La verificación del comportamiento estructural se realizará aplicando la teoría de los Estados Límite con las particularidades propias de este tipo de estructuras tal y como se indica en el Anexo B.



*Figura 4.11. Diagrama de flujo de prognosis*

#### 4.5. ACTUACIONES TRAS LA EVALUACIÓN DETALLADA

Los límites relacionados con los criterios de funcionalidad o servicio son muy variables, ya que dependen en última instancia del coste que el propietario de la estructura esté dispuesto a asumir para el mantenimiento de la misma. Por ejemplo, el criterio básico en cuanto a funcionalidad es claramente que la estructura debe ser capaz de desempeñar la función para la que fue diseñada y construida. Sin embargo, existen otros criterios que pueden ser mucho más restrictivos, como el ancho de fisura máximo, flechas, etc. Los criterios que se establezcan en la conservación de la estructura deben ser más flexibles que los empleados en la fase de diseño (por ejemplo, en el caso de una estructura afectada por corrosión, ¿deben tomarse medidas tan pronto como cualquier fisura alcance el máximo nivel indicado en los Códigos? ¿O debe decidirse intervenir cuando se están produciendo desprendimientos generalizados?).

Al contrario que en el caso de criterios de servicio, la seguridad no es materia de negociación con el cliente: una seguridad adecuada viene definida en los Códigos o en otras disposiciones legales de cada país, si bien pueden producirse problemas al no incluirse criterios de seguridad en la evaluación de estructuras existentes. Además, el nivel de seguridad para el que se decida intervenir en una estructura debe establecerse de forma más restrictiva. La evaluación de una estructura existente no tiene por qué venir regida por los mismo principios que se aplican en el diseño, en parte condicionado por el mejor conocimiento de ciertos aspectos de la misma.

En el caso de la evaluación detallada, si los valores de diseño de la acciones son menores que la resistencia de la estructura o sus elementos en Estado Límite Ultimo - obtenidos de acuerdo a lo indicado en el anexo B-, no se necesitarán llevar a cabo actuaciones sobre la misma hasta que transcurra el tiempo estimado para que esta situación se invierta.

Si los valores de diseño de las acciones son un 10 % mayores que la resistencia de la estructura, entonces será necesario realizar una nueva evaluación en un corto plazo de tiempo (menos de 1 año)

Si los valores de diseño de las acciones son un superiores al 10 % mayores que la resistencia de la estructura, entonces será necesario considerar una reparación urgente de la estructura. Entre las distintas acciones a tomar pueden destacarse el parcheo, la sustitución, la extracción de cloruros, la realcalinización o la protección catódica.

Por último, si se superan los límites admisibles para Estados de Servicio, la decisión acerca de las acciones a llevar a cabo debe tomarse de acuerdo con el propietario de la estructura.

## 4.6. INFORME DE EVALUACIÓN

Con los datos recogidos durante la inspección detallada y los ensayos realizados puede prepararse un informe que al menos contenga la siguiente información:

- 1.- Descripción de la estructura
- 2.- Lotes en los que se ha agrupado la estructura
- 3.- Descripción de los daños observados en cada lote: mapa de fisuración, desprendimientos, manchas de óxido, etc.
- 4.- Resultados de los trabajos en campo.
- 5.- Informe de diagnóstico, el cual contendrá:
  - 5.1.- Causas del daño, identificación del mecanismo de deterioro, agresividad ambiental.
  - 5.2.- Situación presente de la estructura : si se encuentra en el periodo de iniciación o de propagación (profundidad de penetración del agresivo -  $X_{CO_2}$  y  $X_{Cl^-}$  - y velocidad de avance del frente -  $V_{CO_2}$  y  $V_{Cl^-}$  -). Se incluirán los diagramas  $\log(X) - \log(t)$
  - 5.3.- Valores medidos de la intensidad de corrosión estableciendo el nivel de riesgo y su nivel representativo. Deben incluirse datos de resistividad y potencial.
  - 5.4.- Cálculos de la capacidad portante actual de la estructura.
- 6.- Informe de pronóstico.
  - 6.1.- Si se encuentra en el periodo de iniciación, se incluirá el tiempo previsto hasta la despasivación.
  - 6.2.- Si se encuentra en el periodo de propagación, se incluirá:
    - El tiempo de propagación  $t_p$
    - Cálculo del valor representativo de la intensidad de corrosión  $I_{corr}^{rep}$
    - Avance de fisuración
    - Sección residual
    - Pérdida de adherencia
- 7.- Modelo estructural y de cargas empleado
- 8.- Recomendaciones referentes a:
  - Frecuencia de inspecciones futuras
  - Urgencia de intervención

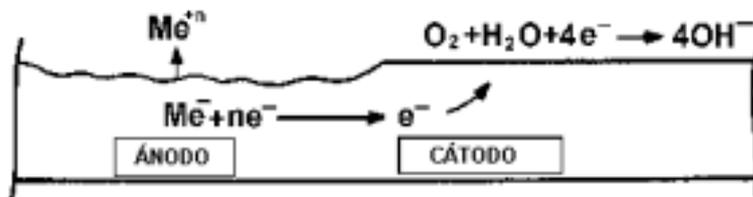
## ANEJO A. FUNDAMENTOS DE LA CORROSIÓN

### A.1 El proceso de la corrosión

#### A.1.1 La naturaleza del proceso de corrosión

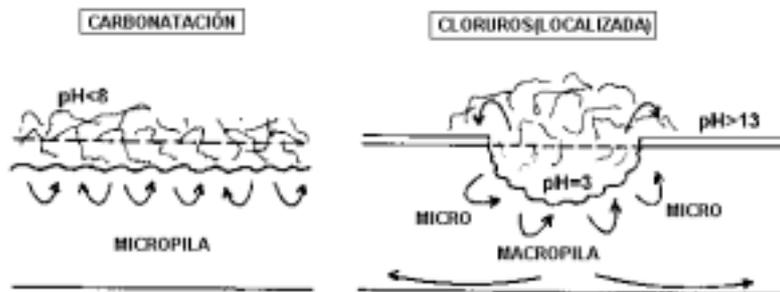
El mecanismo de la corrosión de los materiales metálicos en contacto con una disolución es de naturaleza electroquímica. Esto implica, que la oxidación del metal esta compensada por la reducción de otra sustancia en otra región de la superficie metálica. Por lo tanto se generan dos zonas con diferente potencial electroquímico (ánodo y cátodo).

En disoluciones neutras o alcalinas, en la región anódica el metal se oxida, mientras que en la región catódica es el oxígeno el material que se reduce. La figura A1 muestra el proceso electroquímico de la oxidación.



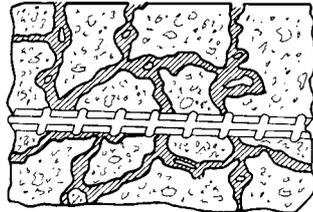
**Figura A.1** Mecanismo simplificado de corrosión en una disolución: Zona anódica y catódica.

El proceso de corrosión se desarrolla a través de la formación de numerosas micropilas en las zonas con corrosión activa, como muestra la figura A2. En el caso de producirse corrosión localizada, pueden coexistir áreas pasivas con áreas activas y por tanto también se pueden desarrollar macropilas. La corriente galvánica que se genera por la acción de la macropila suele ser un 10 – 20 % de la corriente producida por la acción de las micropilas.



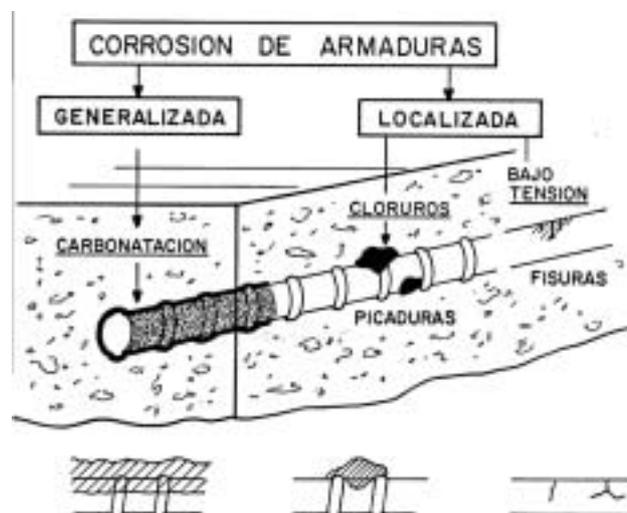
**Figura A.2** El proceso de corrosión se desarrolla fundamentalmente por la acción de las micropilas (pequeña distancia entre zonas anódicas y catódicas). En el caso de corrosión localizada se superpone el efecto de las macropilas. Su importancia relativa dependerá de la resistividad del hormigón que envuelve la armadura.

En el caso del hormigón, la disolución (electrolito) está constituida por la solución de los poros del hormigón, que es de naturaleza altamente alcalina (Figura A.3). La solución de los poros está formada por una mezcla de  $KOH$  y  $NaOH$  resultando valores de pH que varían entre 12.6 – 14. La solución está saturada en  $Ca(OH)_2$ . Así el acero embebido en el hormigón está protegido naturalmente de la corrosión por dos efectos, la alta alcalinidad del medio y el efecto barrera que proporciona el propio hormigón.



**Figura A.3** Red de poros debida a un exceso en el agua de amasado. El camino fundamental para el avance de los agresivos son los poros capilares, que contienen la llamada fase acuosa de los poros de naturaleza muy alcalina.

Dos son las causas fundamentales de la pérdida de esta capacidad protectora del hormigón, la carbonatación del recubrimiento y la presencia de iones cloruros (Figura A4). La carbonatación induce una corrosión generalizada en el acero mientras que la presencia de cloruros produce una corrosión localizada en la armadura. La corrosión se puede identificar fácilmente por la presencia de manchas de óxido en la armadura y la aparición de fisuras paralelas a la dirección de las barras de armado.



**Figura A.4** Tipología de la corrosión de la armadura en el hormigón armado: generalizada (carbonatación), localizada (cloruros) y corrosión bajo tensión (en elementos pretensados).

### A.1.2 Carbonatación

El dióxido de carbono de la atmósfera (generalmente en concentraciones entre 600 y 800  $mg/m^3$ ) reacciona con el calcio y los hidróxidos alcalinos que existen en el hormigón. El producto de la reacción es mayoritariamente carbonato cálcico según la

ecuación (A1). Este efecto reduce el pH en la solución de los poros hasta valores cercanos a neutros (7 – 8), dejando a la armadura en unas condiciones que permiten la corrosión activa de la misma.

La carbonatación es un proceso de difusión y por lo tanto su avance en el interior del hormigón progresa atenuándose en el tiempo. El modelizado de la carbonatación suele realizarse utilizando una solución de la ley de Fick de la difusión, cuya solución general es de la forma  $X=V_{CO_2}\sqrt{t}$ , donde  $X$  es la profundidad carbonatada,  $V_{CO_2}$  representa una velocidad de carbonatación y  $t$  es el tiempo de exposición. El factor  $V_{CO_2}$  dependerá fundamentalmente del tipo de hormigón y de las características del ambiente. La carbonatación no se desarrollará si el hormigón está saturado en agua o si está totalmente seco. Sin embargo, su avance será máximo cuando se produzcan ciclos de humectación – secado, que confieren al hormigón un grado de saturación moderado.



**Figura A.5** Mapa de fisuras siguiendo la cuadrícula de armado, debido a la carbonatación del recubrimiento.



**Figura A.6** Saltado del recubrimiento debido a corrosión generalizada por carbonatación.

Debido a que la corrosión por carbonatación es generalizada, la fisuración (figura A.5) aparecerá sobre toda la longitud y paralela a las armaduras. Generalmente aparecerá alrededor de los 20 años de vida para recubrimientos de 20 – 25 mm, lo que indica que la velocidad de corrosión es en general bastante baja. El saltado del recubrimiento aparece en fases posteriores (figura A.6).

### A.1.1.1 Cálculo de la profundidad de carbonatación.

Como se mencionó anteriormente el modelo más sencillo del calculo de la profundidad de carbonatación viene dado por la ecuación de la *raíz cuadrada del tiempo*. Sin embargo se han desarrollado otros métodos más refinados de cálculo aunque su aplicación sólo será más exacta cuando todos los parámetros comprendidos en la expresión matemática sean conocidos.

#### a) Método de la raíz cuadrada del tiempo.

Para el cálculo de la profundidad de carbonatación se puede aplicar la simple ley de la raíz cuadrada del tiempo:

$$X = V\sqrt{t} \quad [A1]$$

Donde  $X$  es el frente de carbonatación  $V_{CO_2}$  es la velocidad de avance del  $CO_2$  y  $t$  el tiempo. La ley se puede dibujar en un diagrama doble-logarítmico como muestra la figura A7 donde las líneas paralelas muestran las diferentes velocidades que se calculan mediante la ordenada en el origen..

Esta figura también muestra como localizar en este tipo de gráficos el tiempo restante hasta despasivación: extrapolando en el diagrama a través de líneas de pendiente 0,5 a partir del punto actual de carbonatación hasta alcanzar el valor de la profundidad del recubrimiento.

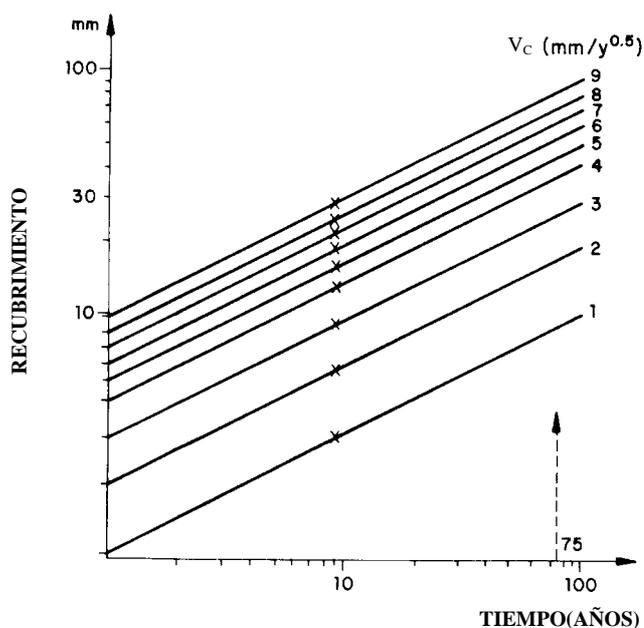


Figura A.7 Modelo raíz del tiempo en un diagrama log – log.

**b) Modelo de Tuutti.**

Entre los distintos autores que han propuesto fórmulas para el cálculo de la carbonatación, Tuutti ha propuesto un modelo basado en la teoría de la difusión de *fronteras móviles*.

La expresión final del cálculo resulta:

$$\frac{\Delta C_s}{\Delta a} = \sqrt{\pi} \left( \frac{k}{2\sqrt{D_{CO_2}}} \right) e^{\left( \frac{k^2}{4D_{CO_2}} \right)} \operatorname{erf} \left( \frac{k}{2\sqrt{D_{CO_2}}} \right) \quad [A2]$$

Donde

$$\Delta a = c \frac{C}{100} DH \frac{M_{CO_2}}{M_{CaO}} \quad \text{y} \quad k = \frac{\sqrt{t}}{X_{CO_2}}$$

Donde::

$X_{CO_2}$  es la profundidad del frente carbonatado a una edad  $t$  [m],

$K$  es la velocidad de carbonatación en  $[m/s^{0,5}]$

$D_{CO_2}$  es el coeficiente de difusión efectivo del  $CO_2$   $[m^2/s]$

$\Delta a$  es la diferencia entre la concentración del máxima de  $CO_2$  en la discontinuidad y en la zona de hormigón sin carbonatar.  $(kg\ CO_2/m^3)$

$\Delta C_s$  es la diferencia entre las concentraciones de dióxido de carbono en el aire y en el frente de carbonatación.  $[kgCO_2/m^3]$

$c$  es el contenido en cemento in  $[kg/m^3]$

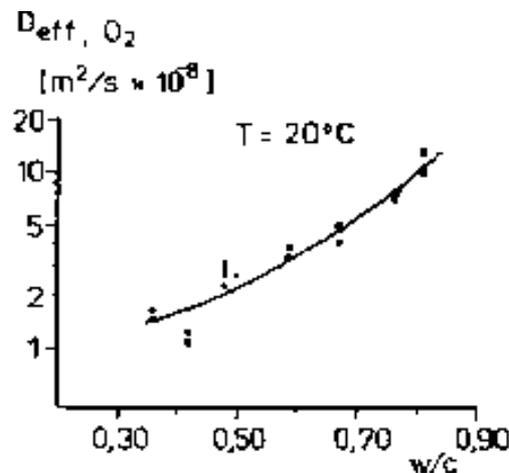
$C$  es el contenido en CaO del cemento en %

$DH$  es el grado de hidratación del hormigón,

$M$  respectivas masas molares en  $[g/mol]$

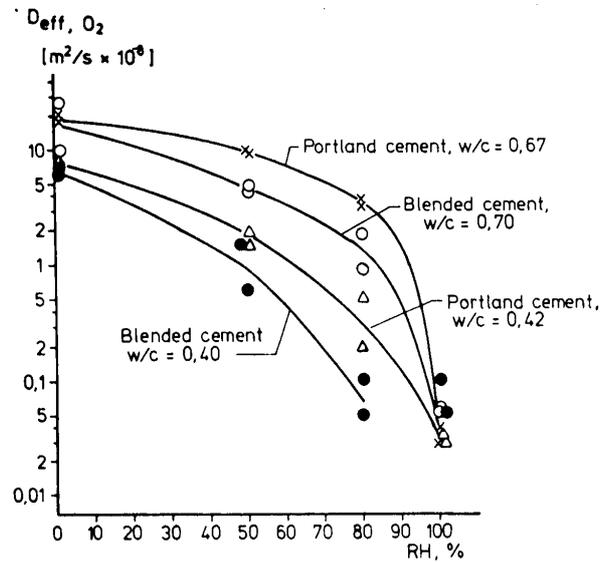
$t$  es la edad en [s]

El coeficiente de difusión para un hormigón en particular se obtiene a través de la relación agua – cemento, como se indica en la figura A8, y que será corregido de acuerdo a la humedad con la ayuda de la figura A9.



**Figura A8.** Coeficiente de difusión de  $O_2$  y relación a/c

El grado de hidratación se puede determinar a partir de la tabla A1 y la concentración externa de CO<sub>2</sub> se puede estimar en 600 mg/m<sup>3</sup> en el caso de ambiente exterior y 800 mg/m<sup>3</sup> en el caso de ambientes interiores.



**Figura A9.** Efecto de la humedad relativa en el coeficiente de difusión

**Tabla A1.** Grado de hidratación esperado y relación a/c

Relación a/c	DH(%)
0,4	60
0,6	70
0,8	80

### c) Modelo de Bakker

El modelo de Bakker está basado en el supuesto de una difusión en estado estacionario y que el fenómeno ocurre solamente cuando el hormigón no está saturado de agua.

En el modelo de Bakker la profundidad de carbonatación  $X_{CO_2}$  viene dada por la siguiente expresión:

$$X_C = A \sum_{i=1}^n \sqrt{t_{di} - \left[ \frac{x_{ci-1}}{B} \right]^2} \quad (A3)$$

Donde A y B son funciones que definen la velocidad de carbonatación y de secado respectivamente:

$$A = \sqrt{\frac{2D_{CO_2}(C_1 - C_2)}{a}} \quad (A4)$$

$$B = \sqrt{\frac{2D_V (C_3 - C_4)}{b}} \quad (A5)$$

Donde  $b$  se puede calcular como,

$$b = w - 0,25cDH - 0,15cDHD_{gel} - wDHD_{cap} \quad (A6)$$

La definición de los parámetros es la siguiente:

$D_{CO_2}$  es el coeficiente de difusión efectivo del  $CO_2$  en  $[m^2/s]$

$C_1 - C_2$  es diferencia de la concentración de dióxido de carbono entre el aire y el frente de carbonatación.  $(kg\ CO_2/m^3)$

$a$  es la cantidad de alquis en el hormigón  $[kg\ CO_2/m^3]$

$C_3 - C_4$  es la diferencia de humedad entre el aire y el frente de evaporación en  $[kg\ CO_2/m^3]$

$B$  es la cantidad de agua que se debe evaporar del hormigón  $[kg\ CO_2/m^3]$

$DH$  es el grado de hidratación del hormigón.

$D_{gel}$  es la cantidad de agua fijada en los poros del gel.

$D_{cap}$  es la cantidad de agua fijada en los poros capilares.

$T_{di}$  es la duración media del periodo  $i$ -ésimo de secado  $[s]$ .

$X_{ci-1}$  es la profundidad de carbonatación después del período de humectación  $(i-1)$ -ésimo  $[m]$

$C$  es el contenido en cemento en el hormigón en  $[kg/m^3]$ .

#### d) Modelo del CEB

El modelo desarrollado por el CEB TG V es muy similar al propuesto por Bakker y proporciona los mismos resultados numéricos que el modelo de Tuutti:

$$X_C = \sqrt{\frac{2 K_1 K_2 D_{CO_2} C_S}{a}} \sqrt{t} \left( \frac{t_0}{t} \right)^n \quad (A7)$$

Donde,

$$a = C c DH \frac{M_{CO_2}}{M_{CaO}} \quad (A8)$$

Donde:

$X_{CO_2}$  es la profundidad del frente carbonatado a una edad  $t$   $[m]$ ,

$K$  es la velocidad de carbonatación en  $[m/s^{0,5}]$

$D_{CO_2}$  es el coeficiente de difusión efectivo del  $CO_2$   $[m^2/s]$

$\Delta a$  es la diferencia entre la concentración del máxima de  $CO_2$  en la discontinuidad y en la zona de hormigón sin carbonatar.  $(kg\ CO_2/m^3)$

$\Delta C_S$  es la diferencia entre las concentraciones de dióxido de carbono en el aire y en el frente de carbonatación.  $[kgCO_2/m^3]$

$c$  es el contenido en cemento in  $[kg/m^3]$

C es el contenido en CaO del cemento en %  
 DH es el grado de hidratación del hormigón,  
 M respectivas masas molares en [g/mol]  
 t es la edad en [s]

$K_1$  es una constante que considera la influencia de la ejecución en el valor de  $D_{CO_2}$

$K_2$  es una constante que considera la influencia del ambiente de exposición en el valor de  $D_{CO_2}$

n es una constante que considera la influencia del ambiente en el valor del modelo de la raíz del tiempo.

Los valores propuestos de  $K_1$  y  $K_2$  se pueden obtener de la tabla A2.

**Tabla A2.** Valores de  $K_1$  y  $K_2$  propuestos

Tipo de exposición	Curado	$K_1 \times K_2$
Interior	Bueno	1,0
Interior	Malo	2,0
Exterior	Bueno	0,5

Los valores de n se recogen en la tabla A3.

**Tabla A3.** Valores de n propuestos

Tipo de exposición	N
Interior	0,0
Exterior protegida	0,1
Exterior no protegida	0,4

### A.1.2 Ataque por cloruros

Los iones cloruro pueden estar presentes en el hormigón si éstos se han añadido en la mezcla (en las adiciones, el agua de amasado o los áridos). Sin embargo, este medio no es el más común ya que desde hace tiempo se prohíbe la inclusión de estos iones en el hormigón. El medio más frecuente de ingreso de los iones es desde el exterior, ya sea porque la estructura esté localizada en ambiente marino o debido al uso de sales de deshielo.

Los cloruros inducen una destrucción local de la capa que pasiva el acero ocasionando un ataque localizado que frecuentemente se transforma en picaduras. Las figuras A8 y A9 muestran dos ejemplos de este tipo de ataque.

Dependiendo de la extensión de la corrosión, puede aparecer o no la fisuración del recubrimiento. En las zonas totalmente sumergidas las armaduras se pueden corroer sin ninguna señal externa de daño en el recubrimiento.

En estas zonas sumergidas o en el hormigón completamente saturado, el ión cloruro penetra en el hormigón por difusión. Sin embargo en las zonas aéreas o en las zonas afectadas por ciclos (zonas en las que se han aplicado sales de deshielo) la absorción capilar puede ser un mecanismo de penetración más rápido. En ambos casos se puede modelizar la penetración también como dependiente de la raíz cuadrada del

tiempo. Por lo tanto, la modelización se puede realizar de modo similar al del proceso de carbonatación, mediante la siguiente expresión:  $X = V_{Cl^-} \sqrt{t}$ .



**Figura A.8** Ataque localizado debido a los cloruros.



**Figura A.9** Picadura debida a la presencia de cloruros en un cable de pretensado

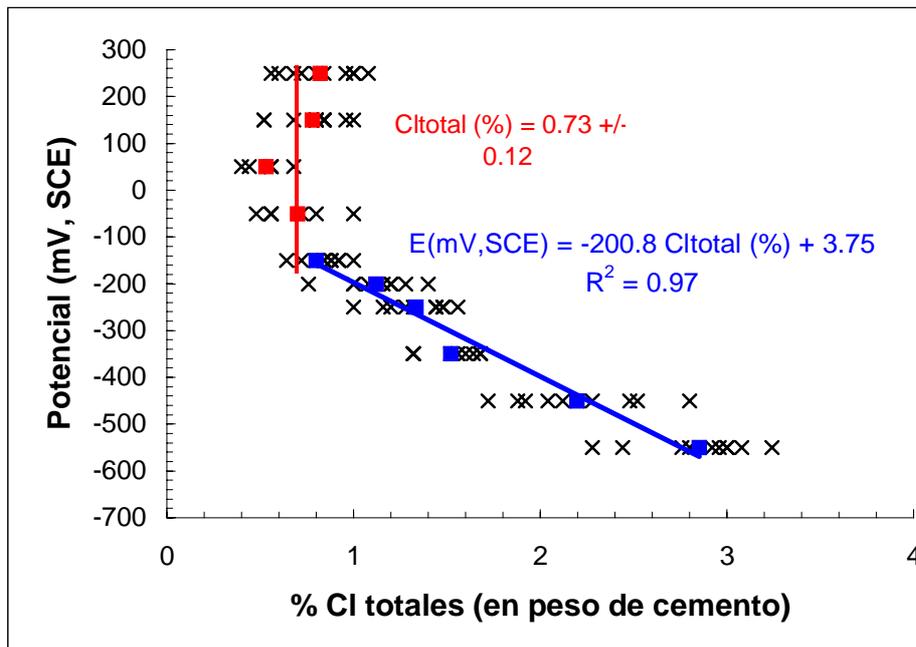
#### *Límite de cloruros.*

En cuanto a la concentración de cloruros necesarios para inducir la corrosión, este depende de numerosos factores. Los principales que influyen en este valor mínimo de despasivación son:

- Tipo de cemento: finura, cantidad de  $C_3A$ , cantidad de yeso, adiciones.
- Relación agua – cemento.
- Curado y compactación.
- Contenido en humedad y variación.
- Tipo de acero y calidad superficial de éste (presencia de óxido anterior).
- Disponibilidad de Oxígeno.

Esta dependencia múltiple hace muy difícil fijar un valor único. Sin embargo, una relación biunívoca aparece cuando se estudia el potencial eléctrico y la cantidad de cloruros totales que produce la despasivación. Así la figura A10 muestra esta relación. El potencial depende de los anteriores factores y por lo tanto el mismo hormigón presentará diferentes concentraciones límite dependiendo del potencial que tenga a lo largo de su tiempo de vida. El hormigón más seco tendrá potenciales más nobles (superiores a +0) mientras que hormigones más mojados tendrán potenciales más catódicos.

A pesar de las dificultades para fijar un valor fiable y general de la concentración límite de cloruros, todas las normativas asumen un valor límite de esta concentración. En el caso de la normativa española [ ] este valor es el 0,4% en peso de cemento que puede ser tomada como referencia. El valor medio obtenido de la anterior relación para hormigones con potenciales nobles (0 – 200 mV SCE) resulta del 0,7% en peso de cemento, por lo que éste parece el límite más apropiado, aunque es necesario un estudio estadístico que fije el límite del 95% de probabilidad.



**Figura A.10** Relación entre el potencial y la cantidad total de cloruros que despasiva el hormigón (en % del peso de cemento)

#### A.1.2.1 Cálculo de la velocidad de penetración de cloruros, $V_{Cl}$

##### a) Modelo de la raíz del tiempo

EL modelo de la raíz cuadrada del tiempo que se empleó en el cálculo del avance de la carbonatación puede también aplicarse para el avance de los cloruros. Así la ecuación  $X = V_{Cl} \sqrt{t}$  se puede emplear también en este caso una vez conocido el valor de la concentración crítica de despasivación.

##### b) Modelo general de difusión (2ª ley de Fick)

Para hacer un cálculo aparentemente más riguroso se acude a las ecuaciones de Fick. La hipótesis básica de trabajo en el cálculo de la penetración de los iones cloruro en el interior del hormigón, es que estos iones se mueven en un medio semi – infinito siendo la concentración superficial una constante. Aunque ambas hipótesis por lo general no se cumplen, los perfiles obtenidos de testigos reales muestra una buena aproximación a la ley basada en estas hipótesis. La ecuación matemática que resulta para la concentración en cada punto al resolver la 2ª ley de Fick es (A9):

$$C(x,t) = C_i + (C_{sa} - C_i) \left[ 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{x}{2\sqrt{D_{Cl}t}} \right) \right] \quad (A9)$$

Donde:

$C(x,t)$  es la concentración de cloruros a la profundidad  $x$  desde la superficie del hormigón, alcanzada en un tiempo  $t$

$D_{cl}$  es el coeficiente de difusión del ión cloruro en el hormigón.

$C_s$  es la concentración superficial de ión cloruro en el hormigón. Este valor es el resultado de un ajuste numérico de la ecuación (C9) a los valores obtenidos de las muestras y no un valor real de la concentración exterior.

$T$  es el tiempo de exposición.

$C_i$  es la concentración inicial de iones cloruro a la profundidad  $x$ .

$Erf(\xi)$  es la función de error de Gauss

### c) Efecto piel

En ocasiones el perfil de cloruros medido en las estructuras reales no ajusta de modo correcto la ecuación (A9). Un caso particular se muestra en la figura A11 donde el máximo de detecta muy alejado de la superficie.

Las razones de este comportamiento pueden ser varias, siendo una de ellas la carbonatación del recubrimiento. Es sabido que las fases carbonatadas del hormigón no fijan los cloruros y muestran coeficientes de difusión mucho mayores. Así los iones se mueven rápidamente a través de la zona carbonatada y se acumulan en la interfase hormigón carbonatado / no carbonatado.

El coeficiente de difusión que verdaderamente representa el comportamiento del hormigón es el del interior del perfil ( $D_2$ ). Este valor se puede calcular de dos maneras: a) ajustando el perfil solo a la parte interior y reescalando por tanto la distancia según muestra la figura A.11 ó b) de acuerdo a las expresiones A10 – 12. (o cálculo con efecto piel).

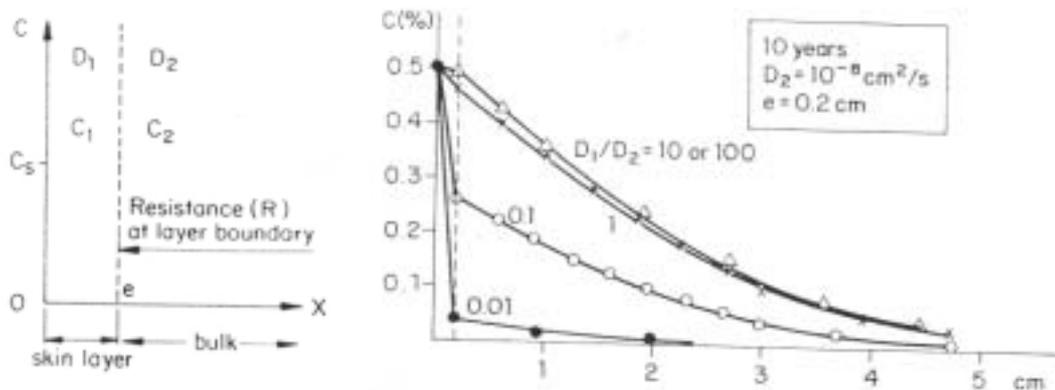
$$C_1(x,t) = C_s \sum_{n=0}^{\infty} \alpha^n \left( \operatorname{erfc} \left[ \frac{2ne + x}{2\sqrt{D_1 t}} \right] - \alpha \operatorname{erfc} \left[ \frac{(2n+2)e - x}{2\sqrt{D_1 t}} \right] \right) \quad (\text{A10})$$

$$C_2(x,t) = \frac{2kC_s}{k+1} \sum_{n=0}^{\infty} \alpha^n \left( \operatorname{erfc} \left[ \frac{(2n-1)e + k(x-e)}{2\sqrt{D_1 t}} \right] \right) \quad (\text{A11})$$

$$k = \sqrt{\frac{D_1}{D_2}} \quad \alpha = \frac{1-k}{1+k} \quad (\text{A12})$$

Si se desea añadir el efecto de una Resistencia en la interfaz de ambos medios ( $D_1$  y  $D_2$ ) la solución de la ecuación de difusión es en este caso para  $C_2$  (A13).

$$C_2(x,t) = \frac{2kC_s R}{k+1} \sum_{n=0}^{\infty} \alpha^n \left( \operatorname{erfc} \left[ \frac{(2n-1)e + k(x-e)}{2\sqrt{D_1 t}} \right] \right) \quad (\text{A13})$$



**Figura A.11 Efecto piel**

#### d) Coeficiente de difusión variable en el tiempo

En ambos casos, carbonatación o penetración de cloruros, se ha detectado que el coeficiente de difusión obtenido de la ecuación (A9) parece disminuir con el tiempo. Así pues, el proceso de cálculo tendría que solucionar la ecuación de difusión con coeficiente variable. Sin embargo, la manera más cómoda (aunque matemáticamente no exacta) es el empleo de un factor  $n$  de edad que corrija el coeficiente de difusión con el tiempo (A11):

$$D_{Cl}(t) = D_{Cl}(t_0) \left[ \frac{t}{t_0} \right]^n \quad (C11)$$

Este valor de coeficiente de difusión se sustituye posteriormente en la ecuación (A9) para el cálculo.

#### Corrosión Bajo Tensión

La corrosión bajo tensión CBT, es un caso particular de corrosión localizada. Ocurre solamente en cables tesados debido a la acción de una tensión elevada (en general carcana al 70% del límite elástico) y de un medio ambiente agresivo con el material.

El proceso comienza con la nucleación de fisuras en la superficie del acero (figura A11). Una de estas fisuras puede propagarse hasta una determinada magnitud, a partir de la cual la velocidad de propagación es muy elevada, fallando finalmente el cable pretensado de una manera frágil.

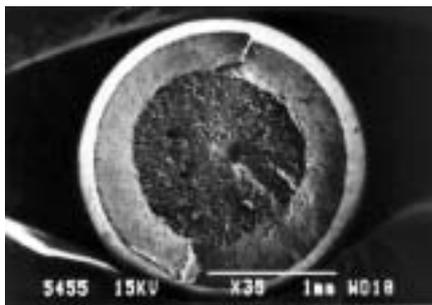
El mecanismo de nucleación y, esencialmente la progresión de la CBT está aún sujeta a controversia. La nucleación puede comenzar en un defecto superficial del acero, restos de óxido o una pequeña picadura. La progresión de la fisura se puede acelerar por la generación de hidrógeno atómico en el fondo de la fisura. De las diversas teorías propuestas, parece que las basadas en la *movilidad superficial* son las que mejor pueden explicar los resultados experimentales. La teoría *movilidad superficial* supone que la propagación de la fisura no es de naturaleza electroquímica y que

puede ser debida a la movilidad de las vacantes atómicas en la interfaz metal / electrolito.

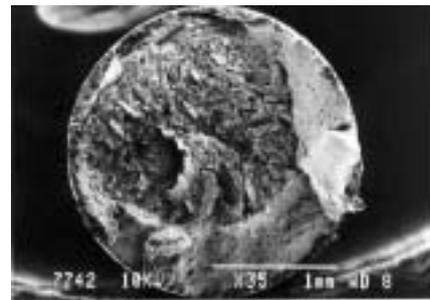
La única manera de diagnosticar fiablemente la existencia de fenómenos de CBT es mediante el uso de la microscopía. Se deben examinar las superficies de fractura del acero para comprobar si se ha producido una rotura frágil. La figura A.12 muestra un fallo dúctil de un cable de pretensado, mientras que la fotografía A13 muestra un fallo frágil en el que no se ha producido estricción. La figura A14 muestra una fotografía de un cable que ha sufrido CBT en hormigón contaminado por cloruros.



**Figura A.11** *Microfisuras generadas en la superficie metálica*



**Figura A12** *Fractura Dúctil*



**Figure A.13** *Fractura frágil*



**Figura A.14** *CBT en un cable pretensado*

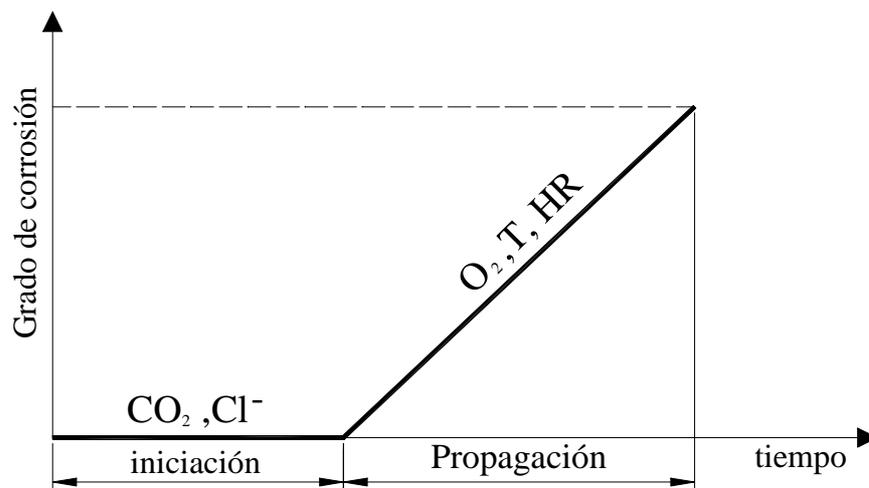
En el desarrollo del fenómeno de la CBT son fundamentales la naturaleza metalúrgica del metal y el tratamiento superficial del acero. Así aceros templados y revenidos muestran un comportamiento muy diferente del que tienen los aceros clásicos estirados en frío. El uso de aceros templados está prohibido en muchos de los países de la UE, en particular en España. El anejo D aporta información mucho más detallada sobre la CBT.

### Vida útil

En el caso de la corrosión de las armaduras, el modelo más simple y descriptivo para definir la vida útil es debido a Tuutti, que se muestra en la figura A.15

Este conocido modelo considera:

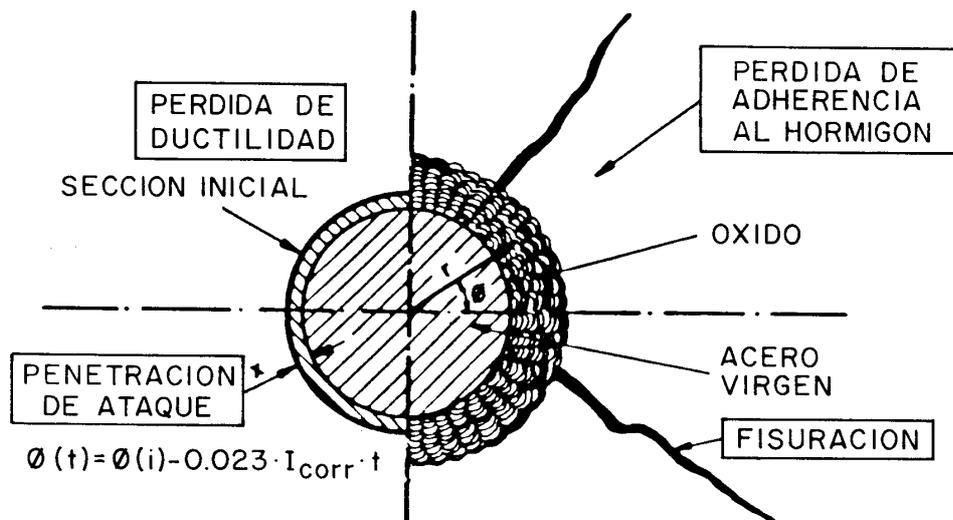
- Un periodo de iniciación,  $t_i$ , que está formado por el tiempo desde el que se construye la estructura hasta que el agente agresivo (ya sea por carbonatación y por cloruros) alcanza la armadura y despasiva el acero.
- Un periodo de propagación  $t_p$ , que va desde la despasivación del acero hasta que se alcanza un determinado nivel de deterioro en la estructura.



**Figura A.15** Modelo de vida útil de Tuutti para la corrosión de las armaduras

### A.2.2 Corrosión: efectos estructurales

Como muestra la figura A.16, el primer efecto directo de la corrosión en un elemento de acero, es su pérdida de sección. Los productos resultantes de la corrosión (óxidos en su mayor parte) son bastante más voluminosos que el material original. En el caso de la corrosión en los aceros embebidos en el hormigón, este efecto genera tensiones que pueden llegar a fisurar el recubrimiento, produciendo incluso su estallido cuando la corrosión avanza.



**Figura A.16** Consecuencias de la corrosión de las armaduras en el comportamiento estructural.

La corrosión puede también afectar a la ductilidad del acero, haciendo las estructuras más sensibles a la rotura frágil. Por otro lado, la acción compuesta del hormigón y acero en la sección de hormigón armado, está basada en la adherencia entre ambos materiales, que se ve afectada por la corrosión a través de diversos mecanismos.:

- a) Incremento de las tensiones radiales debido a la presión de los productos de oxidación produciendo fisuración en el hormigón,
- b) Cambio de las propiedades de la interfaz acero – hormigón
- c) Corrosión de los cercos.

Así pues, la reducción de la capacidad portante del elemento de hormigón armado afectado por corrosión de las armaduras, se debe fundamentalmente a cuatro efectos que son directamente producidos por la corrosión:

- Reducción de la sección de armadura debido a la corrosión
- Reducción de la ductilidad de la barras
- Reducción de la adherencia
- Pérdida de la sección efectiva del hormigón debido a la fisuración y al estallido del recubrimiento.

El progreso de estos factores es función fundamentalmente de la velocidad de corrosión ( $V_{CORR}$ ), que a su vez depende del tipo de agresivo y la humedad ambiental.

## **ANEJO B. CLASIFICACIÓN MEDIOAMBIENTAL**

### ***B.1 Introducción***

Los aspectos básicos medioambientales a atender en cuenta en la evaluación de una estructura deteriorada por corrosión son:

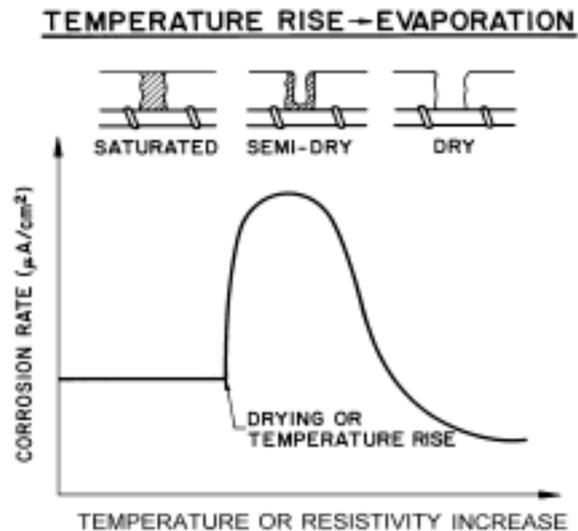
- a) Si los cloruros están presentes o no en el medio ambiente. Las posibles fuentes de cloruros son:
  1. Añadidos en el amasado (en el caso de edificaciones antiguas, en general antes de 1975 o en zonas donde el agua o los áridos pueden estar contaminada con cloruros).
  2. Añadidos posteriormente, como las sales de deshielo o en plantas industriales, piscinas, etc.
  3. Medio ambiente marino.
- b) En el caso de existir cloruros en el ambiente, la distancia de la superficie del hormigón a la fuente de cloruros (que generalmente será similar a la fuente de humedad).
- c) En el caso de no existir cloruros (la carbonatación será el mecanismo agresivo en el hormigón), el régimen de humedad del hormigón es el parámetro fundamental. En este aspecto el hormigón puede estar:
  - Seco o en condiciones de baja humedad (interior de edificios calefactados).
  - Protegidos de la lluvia directa. (interior de edificios no calefactados o exteriores protegidos de la lluvia).
  - No protegidos de la lluvia y por lo tanto sujetos a ciclos de humedad – secado.
  - Permanentemente mojado o en contacto con una fuente de humedad.

### ***B.2 Efecto del medio ambiente en la velocidad de corrosión de las armaduras***

El parámetro fundamental que afecta a la corrosión de las armaduras es el grado de saturación de los poros del hormigón que depende de la humedad ambiental, la precipitación, etc. El grado de saturación del hormigón se verá reflejado en la resistividad eléctrica del hormigón y la disponibilidad de oxígeno al nivel de la armadura.

Como muestra la figura B.1, cuando los poros están totalmente saturados de agua, la resistividad alcanza los valores mínimos, pero la disponibilidad de oxígeno es mínima

ya que éste tiene que disolverse en el agua de los poros, en consecuencia la velocidad de corrosión se ve reducida por una necesidad de oxígeno.



**Figura B.1** Evolución de la velocidad con las variaciones de humedad en los poros del hormigón.

Cuando los poros se empiezan a secar, el oxígeno puede alcanzar fácilmente la armadura y la corrosión aumentará de acuerdo a la nueva disponibilidad de oxígeno. Este efecto se muestra en la parte media de la figura B.1. in embargo cuando los poros se saturan (parte derecha de la figura B.1) la resistividad aumenta y la corrosión disminuirá de nuevo.

En consecuencia, la velocidad de corrosión máxima se alcanzará en los puntos cercanos a la saturación, cuando ambos factores, el oxígeno y la resistividad contrarresten sus efectos.

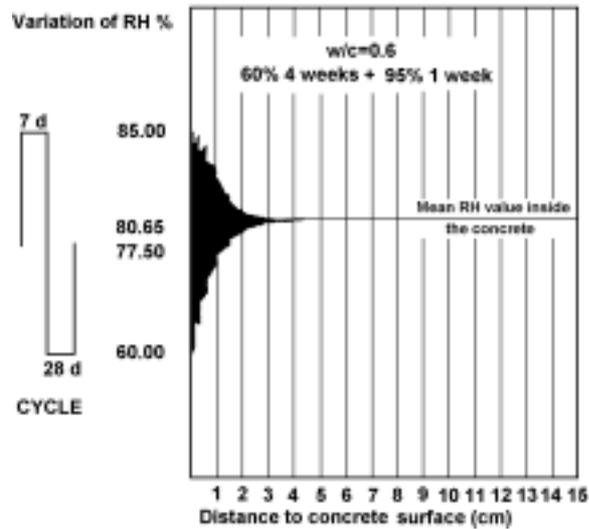
La temperatura también afecta el proceso. Su efecto se refiere a dos factores opuestos: acelerar o retardar la reacción. Esto se indica también en la figura B.1. Cuando la temperatura aumenta la evaporación del agua de los poros se ve favorecida y el oxígeno es eliminado de la solución que rellena los poros. Por lo tanto, aunque la temperatura aumente la cinética del proceso de corrosión, este efecto se puede ver contrarrestado por un aumento de la resistividad (evaporación) y la eliminación del oxígeno del agua de los poros (menos solubilidad a mayor temperatura). El efecto contrario se produce cuando la temperatura desciende.

Todo esto hace que el efecto de la variación diaria y estacional de la humedad y la temperatura en la velocidad de corrosión no pueda ser fácilmente cuantificado.

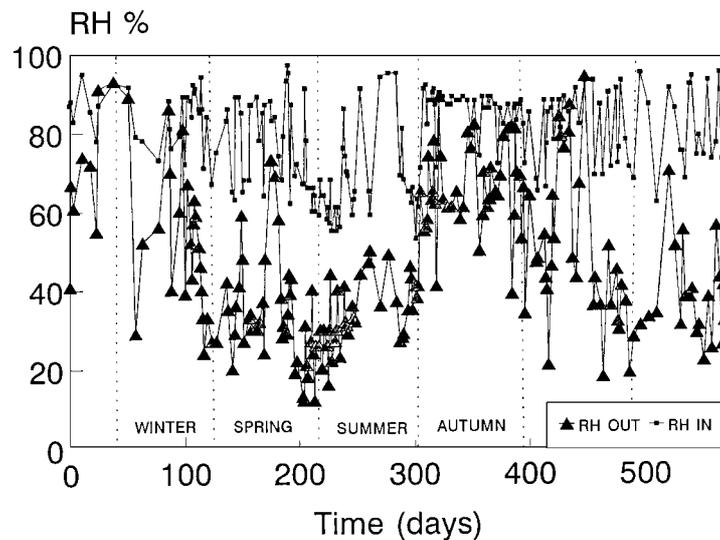
## 2.1. El ambiente en el interior del hormigón

Todos estos efectos no son homogéneos en la masa del hormigón, ya que se produce un gradiente de temperatura desde la superficie del hormigón hacia el interior. La figura B.2 muestra un ejemplo de este gradiente. Este factor dependerá de la posición

de la armadura (recubrimiento) que el medio ambiente afectará en el proceso de corrosión.



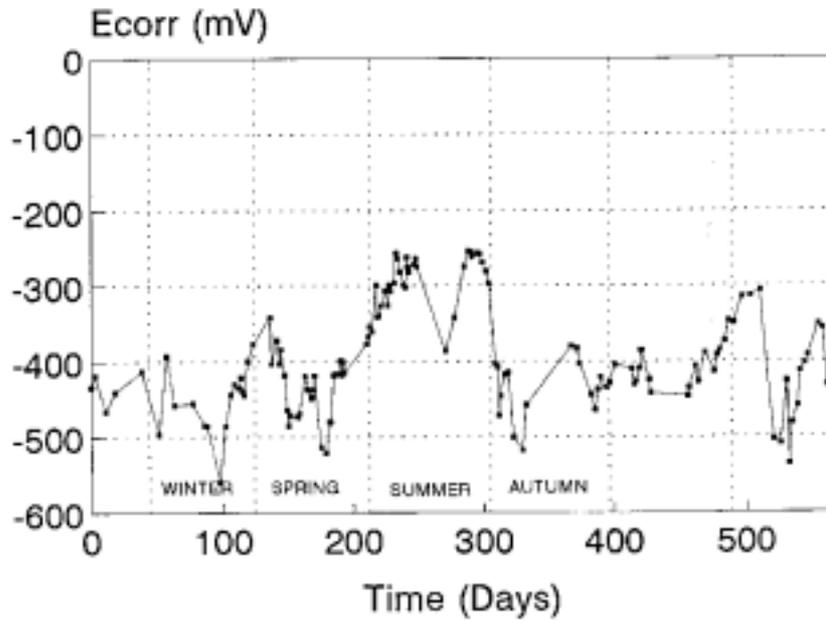
**Figura B.2** Contenido de humedad calculado en el recubrimiento de un hormigón sometido a un ciclo de humedad exterior de 7 días al 95% y cuatro semanas al 60%.



**Figura B.3** Evolución de la humedad relativa interior en un hormigón con un 3% de  $\text{CaCl}_2$ , y la exterior.

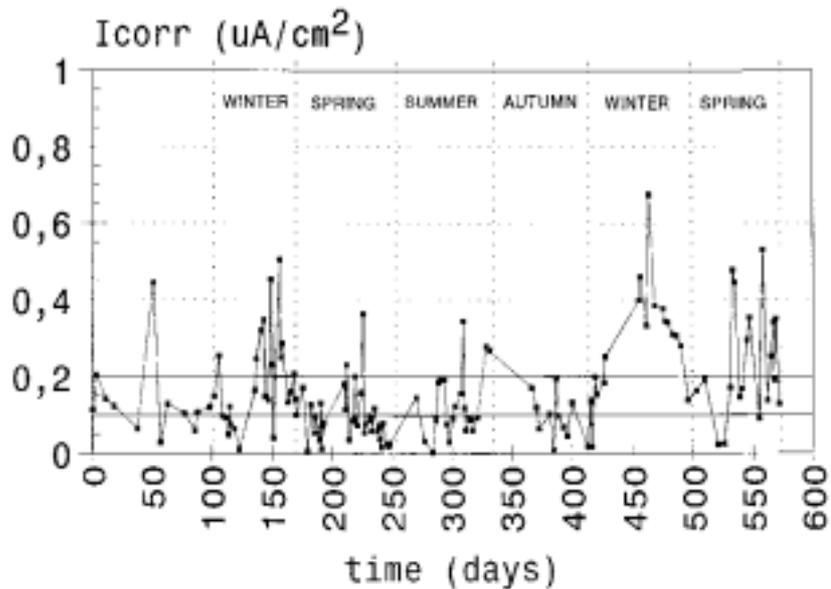
Por lo tanto, es necesario remarcar la diferencia entre las características ambientales del interior y del exterior del hormigón. Son las condiciones interiores del hormigón las que afectan a la corrosión de las armaduras. La temperatura interior es generalmente similar a la exterior, sin embargo la humedad relativa interior puede ser muy diferente. La figura B.3 muestra la variación a lo largo de dos años en el exterior y el interior del hormigón.

La diferencia entre el ambiente exterior y el interior no es apreciable cuando las fisuras son más grandes de 0,3 mm donde ambos ambientes son muy similares. Las fisuras de servicio en la estructura suelen ser menores que este tamaño, aunque se pueden ver aumentadas por efectos de la corrosión durante el tiempo de propagación.



**Figura B.4** Evolución del potencial de corrosión a lo largo del tiempo para una armadura embebida en el hormigón de la figura anterior.

Como ejemplo de la evolución de los parámetros de corrosión con el ambiente interior las figuras B.4 y B.5 muestran la variación del potencial de corrosión ( $E_{CORR}$ ) y la intensidad de corrosión ( $I_{CORR}$ ).



La dispersión de los valores de  $I_{\text{corr}}$  medidos es debida a dos efectos contrapuestos, la evolución de la humedad y la temperatura entre los ciclos de día – noche (figura B.4). El proceso de corrosión no alcanza un punto estacionario debido a la amplia variación de los valores de la humedad interior medida. Se observan tendencias similares para los valores de  $I_{\text{corr}}$  para otros elementos de hormigón expuestos a la atmósfera. El hormigón actúa como una esponja absorbiendo el agua del exterior y reteniéndola.

Estas circunstancias hacen necesaria la definición de una velocidad de corrosión representativa que pueda promediar el comportamiento a lo largo del tiempo del proceso de la corrosión. El anejo E propone una metodología exhaustiva para la determinación de este factor

### ***B.3 Clasificación según la EHE***

La actual EHE clasifica en *clases generales de exposición* cuando el riesgo es para la armadura. La tabla B.1 muestra la clasificación de ambientes vigente.

**Tabla B.1.** Clases generales de exposición relativas a la corrosión de las armaduras.

1 CLASE GENERAL DE EXPOSICIÓN				DESCRIPCION	EJEMPLOS
Clase	Subclase	Designación	Tipo de proceso		
no agresiva		I	ninguno	-interiores de edificios, no sometidos a condensaciones -elementos de hormigón en masa	-interiores de edificios, protegidos de la intemperie
normal	humedad alta	IIa	corrosión de origen diferente de los cloruros	-interiores sometidos a humedades relativas medias altas (>65%) o a condensaciones -exteriores en ausencia de cloruros, y expuestos a lluvia en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm -elementos enterrados o sumergidos.	-sótanos no ventilados -cimentaciones -tableros y pilas de puentes en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm -elementos de hormigón en cubiertas de edificios
	humedad alta	IIb	corrosión de origen diferente de los cloruros	-exteriores en ausencia de cloruros, sometidos a la acción del agua de lluvia, en zonas con precipitación media anual inferior a 600 mm	-construcciones exteriores protegidas de la lluvia -tableros y pilas de puentes, en zonas de precipitación media anual inferior a 600 mm
marina	aérea	IIIa	corrosión por cloruros	-elementos de estructuras marinas, por encima del nivel de pleamar -elementos exteriores de estructuras situadas en las proximidades de la línea costera (a menos de 5 km.)	-edificaciones en las proximidades de la costa -puentes en las proximidades de la costa -zonas aéreas de diques, pantalanés y otras obras de defensa litoral -instalaciones portuarias
	sumergida	IIIb	corrosión por cloruros	-elementos de estructuras marinas sumergidas permanentemente, por debajo del nivel mínimo de bajamar	-zonas sumergidas de diques, pantalanés y otras obras de defensa litoral -cimentaciones y zonas sumergidas de pilas de puentes en el mar -
	en zonas de mareas	IIIc	corrosión por cloruros	-elementos de estructuras marinas situadas en la zona de carrera de mareas	-zonas situadas en el recorrido de marea de diques pantalanés y otras obras de defensa litoral -zonas de pilas de puentes sobre el mar, situadas en el recorrido de marea
con cloruros de origen diferente del medio marino		IV	corrosión por cloruros	-instalaciones no impermeabilizadas en contacto con agua que presente un contenido elevado de cloruros, no relacionados con el ambiente marino -superficies expuestas a sales de deshielo no impermeabilizadas	-piscinas -pilas de pasos superiores o pasarelas en zonas de nieve -estaciones de tratamiento de agua

#### B.4 Clasificación según la EN206

Por su parte la EN206, establece varias clases de exposición de acuerdo con los principios antes descritos. La tabla B.2 muestra la clasificación actualmente vigente.

**Tabla B.2 Clases de exposición según la EN206**

Designación	Descripción del ambiente	Ejemplos
<b>1.- Sin riesgo de corrosión</b>		
<b>X0</b>	Para hormigón en masa: todos los ambientes excepto donde hay acciones de deshielo, abrasión o ataques químicos.	Hormigón en interiores de edificio con niveles de humedad muy bajos
<b>2.- Corrosión inducida por carbonatación.</b>		
Cuando el hormigón armado está expuesto a ambientes húmedos, la exposición debe ser clasificada de la siguiente forma: Nota: las condiciones de humedad a considerar en el recubrimiento de hormigón, en algunos casos, pueden ser las mismas que las del ambiente circundante. En estos casos la clasificación de dicho ambiente debe ser la adecuada. Esta observación no es válida en el caso de existir una barrera entre el hormigón y el ambiente.		
<b>XC1</b>	Seco o permanentemente húmedo	Hormigón armado en el interior de edificios con humedad relativa baja Hormigón permanentemente sumergido.
<b>XC2</b>	Húmedo, raramente seco	Superficies de hormigón sometidas a contacto con el agua durante largos periodos. Cimentaciones.
1.1.1.1 <b>XC3</b>	Humedad moderada	Hormigón armado en el interior de edificios con humedad relativa moderada Hormigón en exteriores protegidos de la lluvia
<b>XC4</b>	Ciclos húmedos y secos	Superficies de hormigón en contacto con agua, no incluidas en la clase XC2
<b>3.- Corrosión inducida por cloruros de origen distinto del marino</b>		
<b>XD1</b>	Moderadamente húmedo	Superficie de hormigón expuestas a los cloruros contenidos en aire
<b>XD2</b>	Húmedo raramente seco	Piscinas Hormigón expuesto a la acción de aguas industriales que contienen cloruros
<b>XD3</b>	Ciclos húmedos y secos	Partes de puentes expuestos a salpicaduras que contienen cloruros
<b>4.- Corrosión inducida por cloruros de origen marino</b>		
<b>XS1</b>	Exposición a la acción de la sal contenida en el aire pero no en contacto con el agua de mar	Estructuras cerca del mar o en la costa
<b>XS2</b>	Permanentemente sumergidas	Parte de estructuras marítimas
<b>XS3</b>	Zonas expuestas a la acción de la marea o salpicaduras.	Parte de estructuras marítimas

### **B.5 Clasificación simplificada**

Finalmente la tabla B.3 muestra una clasificación de ambientes simplificada. En ella se atiende solo a los principios de presencia de carbonatación o cloruros y hormigón expuesto a la lluvia o protegido.

**Tabla B.3** Clasificación simplificada

Clase de exposición	Presencia de cloruros	Denominación
<b>Interiores secos</b>		I
Protegidos de la lluvia	NO	II – A
	SI	II – B
Expuestos a la lluvia	NO	III – A
	SI	III – B
Sumergida o enterrada	NO	IV – A
	SI	IV – B
Elevadas cantidades de cloruros	SI	V

## ANEJO C. CALCULO DE LA VELOCIDAD DE CORROSIÓN REPRESENTATIVA, $I_{corr}^{REP}$

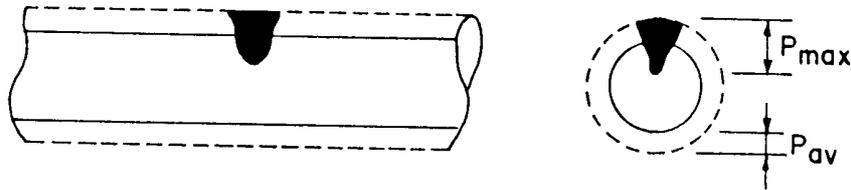
### C.1 Definición de la velocidad de corrosión

La velocidad de corrosión se define como la pérdida de metal por unidad de superficie y tiempo.

$$V_c = \frac{\text{perdida - metal}}{\text{superficie} \cdot \text{tiempo}} \quad [C1]$$

Las unidades se pueden expresar de diversas maneras. Una de ellas deducida de la anterior expresión es  $\left[ \frac{g}{cm^2 \cdot year} \right]$ , pero las más usuales son las siguientes dos:

- a) Como penetración de ataque (ver figura C1), bien sea corrosión uniforme o localizada, expresada en  $\mu\text{m/año}$  or  $\text{mm/year}$ , que se calcula a partir de la pérdida de masa y la densidad del metal para obtener la profundidad del ataque,  $P_x$ , en  $\mu\text{m}(10^{-6} \text{ m})$  o  $\text{mm}$ .



**Figura C.1.** Corrosión homogénea o uniforme ( $P_{av}$ ) y máxima profundidad de ataque ( $P_{max}$ ).

- b) En  $\mu\text{A/cm}^2$  a partir del uso de la Ley de Faraday que convierte las unidades de masa en unidades eléctricas. La expresión de la Ley de Faraday es:

$$\frac{I t}{F} = \frac{\Delta w}{W_m / z} \quad [C2]$$

donde  $I$ = corriente eléctrica en Amperios,  $t$ = tiempo en segundos,  $F$ = la constante de Faraday (96500 coulombios),  $\Delta w$ = pérdida de masa en gramos,  $W_m$ = peso molecular del metal y  $Z$ = valencia intercambiada.

La equivalencia de unidades resulta ser:

$$1 \mu\text{A/cm}^2 \leftrightarrow 11,6 \mu\text{m/año}$$

Por convención se denomina  $I_{corr}$  a la velocidad cuando se expresa en  $\mu\text{A/cm}^2$  y  $V_{corr}$  cuando se expresa como  $\mu\text{m/año}$ .

## **C.2 Medida de la velocidad de corrosión**

Se puede realizar a través de medidas gravimétricas o de pérdida de peso, lo que en estructuras reales solo es posible si se corta un pequeño trozo de la armadura que previa limpieza se pesa y este peso se resta del peso inicial calculado a partir de las dimensiones del trozo cortado y la densidad del metal.

Otra forma de medirla es a partir de la pérdida de diámetro de la barra o por medida de parámetros electroquímicos.

### **C.2.1. Medida de la pérdida de diámetro.**

La medida de la disminución del diámetro se puede realizar con un calibre, previa limpieza de los óxidos existentes hasta obtener una superficie limpia.

### **C.2.2. Técnicas electroquímicas: método de la Resistencia de Polarización.**

Entre las distintas posibilidades, el llamado método de Resistencia de Polarización,  $R_p$ , es el más ampliamente utilizado para determinar la velocidad de corrosión. El método se basa en aplicar una pequeña señal eléctrica al metal, como corriente,  $\Delta I$ , o voltaje,  $\Delta E$ , y medir la correspondiente respuesta en voltaje o corriente. Esto es:

$$R_p = (\Delta E / \Delta I)_{\Delta E \approx 0} \quad [C3]$$

La velocidad instantánea de corrosión se obtiene a través de la expresión:

$$I_{corr} = \frac{B}{R_p} \quad [C4]$$

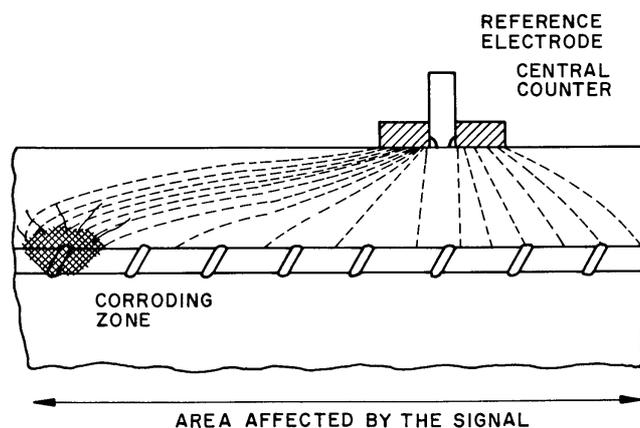
donde B es una constante que para medidas in-situ se toma habitualmente un valor de 26mV.

La medida se puede repetir indefinidamente debido al carácter no-destrutivo hacia el metal y al hecho de que solo se tarda unos pocos minutos en su realización. La medida periódica de la  $R_p$  permite el seguimiento continuo de todo tipo de procesos de corrosión y se ha aplicado en multitud de sistemas metal/electrolito.

## **C.3 Medida de la $R_p$ en estructuras de gran tamaño**

En estructuras de gran tamaño no se puede medir directamente la  $R_p$ , debido a que el contraelectrodo es necesariamente mucho más pequeño que la armadura y la señal eléctrica aplicada tiende a dispersarse con la distancia en lugar de distribuirse homogéneamente en una longitud fija, tal y como muestra la figura C.2. Por tanto, la acción de la señal eléctrica no se puede referir a ningún área determinada y en consecuencia no se puede cuantificar la velocidad de corrosión.

### NOT CONFINED ELECTRICAL FIELD

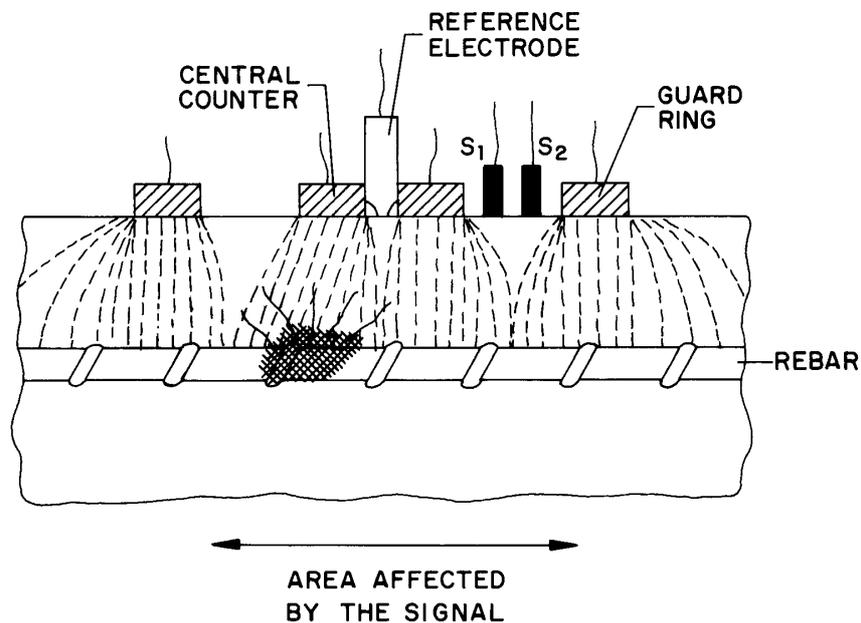


*Figura C.2. La señal eléctrica aplicada a partir de un pequeño contraelectrodo tiende a desvanecerse con la distancia. La figura muestra además que las zonas de corrosión activa drenan mucha más corriente que las pasivas.*

Por tanto, en grandes estructuras, las medidas de la relación  $\Delta E/\Delta I$  no dá valores exactos de la  $R_p$  sino que sólo aporta valores que se denominan de Resistencia de Polarización Aparente ( $R_p^{app}$ ) que difieren incluso dos órdenes de magnitud de la  $R_p$  verdadera. Así, si el metal se corroe activamente, la corriente aplicada desde el pequeño contraelectrodo es “drenada” muy fundamentalmente por las zonas activas. Por el contrario, si el metal está pasivo y la  $R_p$  es alta, la corriente aplicada se dispersa mucho más lejos (por ejemplo unos 50 cm) a partir del punto de aplicación. Por tanto, el valor de la  $R_p$  Aparente se acerca a la  $R_p$  Verdadera sólo en el caso de armaduras corroyéndose activamente. Cuando la armadura está pasiva, ambos valores difieren mucho por la relativamente elevada área polarizada en relación a la del contraelectrodo.

Existen varios métodos para medir la  $R_p$  verdadera entre los que destaca por ser el más usado y exacto el de utilizar un **anillo de guarda** para confinar la señal eléctrica en un área predeterminada como muestra la figura C.3. Sin embargo no todos los anillos de guarda son eficientes. Solo es capaz de confinar eficazmente el que usa un **confinamiento modulado**, es decir controlado por dos pequeños electrodos o sensores de campo entre en contraelectrodo central y el anillo. El anillo que no es modulado no es capaz de confinar correctamente en el área predeterminada.

## CONFINED ELECTRICAL FIELD



**Figura C.3.** Principio del confinamiento modulado de la corriente (control del anillo de guarda) por medio de los dos sensores de campo  $S_1$  y  $S_2$  situados entre el contraelectrodo central y el anillo que permite la medida correcta de la  $R_p$  verdadera.

Otros métodos como la medida de la llamada longitud crítica,  $L_{crit}$ , (la distancia realmente alcanzada por la señal o la longitud de barra polarizada por la corriente) o el de la "minimización del error" mediante el uso de electrodos de gran tamaño, presentan el inconveniente de no ser capaces de detectar la corrosión localizada como se puede deducir de la figura C2. Dada la capacidad que tiene las zonas de corrosión activa de drenar la corriente, el contraelectrodo las detecta siempre que estén dentro del área de acción delimitada por la  $L_{crit}$  lo que dificulta posicionarlas correctamente. Por tanto, aunque el valor de la  $R_p$  fuese correcto, la localización de las áreas con corrosión es incierta.

La medida en grandes estructuras del valor  $\Delta E/\Delta I$  sin ningún tratamiento matemático para calcular el área realmente polarizada o sin confinamiento modulado del anillo de guarda, aporta valores sólo de una  $R_p$  Aparente que aporta velocidades de corrosión erróneas. Este es el caso de las técnicas basadas en pulsos galvanostáticos que pueden tener errores de uno o dos órdenes de magnitud.

### C.4 Rangos de velocidades de corrosión medidos in situ

Los valores de corriente de corrosión,  $I_{corr}$ , que se miden en estructuras reales son del mismo orden de las que se obtienen en el laboratorio. Así, se miden muy infrecuentemente valores de  $I_{corr}$  superiores a  $1\mu A/cm^2$  que valores  $0.1-1\mu A/cm^2$  son los más frecuentes en las estructuras que se corroen activamente. Cuando el acero está pasivo los valores que se registran son muy pequeños (menores que  $0.05-0.1\mu A/cm^2$ ). Los valores de  $I_{corr}$  se han clasificado en los rangos que muestra la Tabla C1.

**Tabla C1.** Clasificación en Niveles de las velocidades de corrosión que se miden in situ y en el laboratorio.

Velocidad de corrosión		Nivel de Corrosión
( $\mu A/cm^2$ )	( $\mu m/año$ )	
< 0.1	< 1	Despreciable
0.1 - 0.5	1 - 5	Bajo
0.5 - 1	5 - 10	Moderado
> 1	> 10	Alto

La comparación de los valores de  $I_{corr}$  con los de resistividad eléctrica,  $\rho$ , ha permitido clasificar también los valores de esta última y relacionarlos con el riesgo de corrosión como lo indica la Tabla E2. Esta clasificación es válida para hormigones de cemento Portland y con adiciones.

**Tabla C2.** Clasificación en Niveles de riesgo de corrosión en función de los valores de resistividad.

Resistividad (k .cm)	Riesgo de Corrosión
>100-200	- Corrosión despreciable, hormigón muy seco
50 - 100	- Bajo
10 - 50	- Moderado a alto cuando el acero se corroe
<10	- La Resistividad no es el parámetro controlante de la velocidad de corrosión

#### C.4.1. Influencia de los factores climáticos

El aspecto más relevante de las medidas in situ de la velocidad de corrosión radica en que este parámetro es función de diversos factores climáticos y por tanto, del medio ambiente que actúa sobre la estructura. Cuando se realiza una única medida in situ, puede suceder que el hormigón esté seco y por tanto la velocidad obtenida sea muy baja, lo que puede llevar a una deducción errónea sobre el estado de corrosión de la estructura. Por ello, a continuación se expone una metodología para obtener un valor

Representativo de la  $I_{corr}$  que se pueda utilizar para la predicción de la evolución futura del fenómeno.

Existen dos alternativas: a) realizar medidas periódicas o en momentos precisos a lo largo de al menos un año y promediar los valores o b) realizar una medida única y complementarla con otras medidas en el laboratorio para obtener un valor promedio que se sitúe del lado conservador

#### *Varias medidas*

Lo óptimo sería realizar al menos cuatro medidas durante un periodo de 12 meses teniendo en cuenta las estaciones anuales. Así, los eventos climáticos extremos que se deben considerar como los más adecuados para realizar las medidas son:

- Periodo seco con bajas temperaturas
- Periodo de bajas temperaturas después de lluvia continua o intermitente durante dos o tres días.
- Periodo seco con temperaturas altas
- Periodo de altas temperaturas después de periodos de lluvia continua o intermitente durante dos o tres días.

Medidas durante estos periodos permitirán captar los valores máximos y mínimos de la velocidad de corrosión. El valor representativo puede ser obtenido promediando los valores registrados:

$$I_{corr}^{Rep} = \sum_0^n \frac{I_{corr}(t)}{n} \quad [C5]$$

#### *Medidas aisladas*

Cuando la única posibilidad es la realización de medidas aisladas, la incertidumbre de obtener un valor representativo es mucho mayor. Para interpretar las medidas de la forma más precisa posible, el método que se recomienda se basa en la relación existente entre  $I_{corr}$  y la resistividad y así, en complementar los valores de  $I_{corr}$  obtenidos in situ con valores medidos de resistividad en testigos extraídos de la propia estructura y acondicionados en el laboratorio a distintas humedades. La figura E4 muestra la relación teórica usual entre  $I_{corr}$  y  $\rho$  cuando se dibuja en un gráfico  $\log - \log$  que resulta en una función lineal con una pendiente de -3 ( $I_{corr} - 3 \cdot 10^4 / \rho$ ). En consecuencia el procedimiento propuesto es el siguiente:

- Después de efectuar las medidas de velocidad de corrosión se extraen testigos de las zonas de estas medidas que bien sellados se llevan al

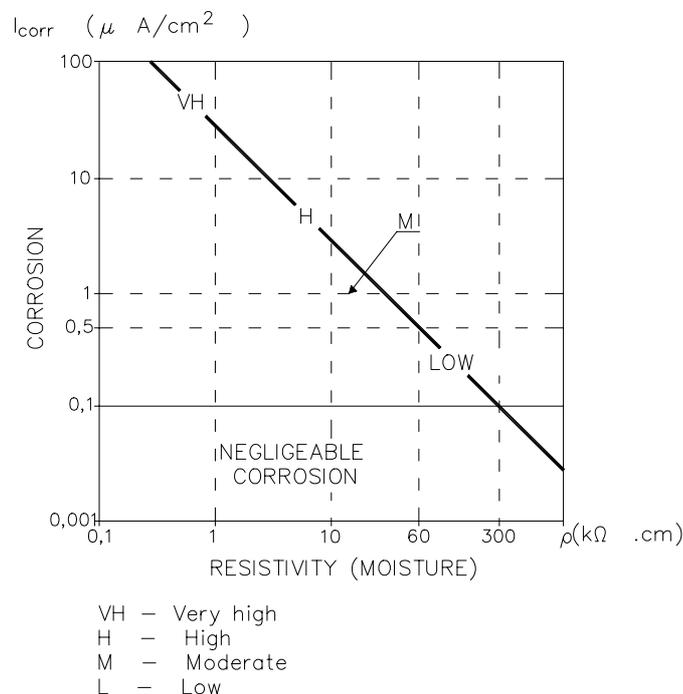
laboratorio. Al llegar se mide en ellos la resistividad para comprobar su coincidencia con las medidas en obra. Después se introducen en una cámara acondicionada al 85% de humedad relativa, HR (para simular las condiciones de un hormigón protegido de la lluvia) o se saturan completamente de agua bajo vacío (hormigones expuestos a la lluvia). Cuando el peso varía menos del 0,1 % se mide en estos testigos su resistividad mínima,  $\rho_{min}$ .

- La etapa final consiste en situar los valores de  $I_{corr}$  y de  $\rho$  medidos in situ en el gráfico  $I_{corr} - \rho$  (puntos A, figura E.5) y trazar la recta real paralela a la teórica. A continuación se sitúan los valores de  $\rho_{min}$  medidos en los testigos llevados al laboratorio (punto B) para luego obtener los valores de corriente de corrosión máxima,  $I_{corr,max}$  (punto C) correspondientes al hormigón saturado o acondicionado al 85% de HR.

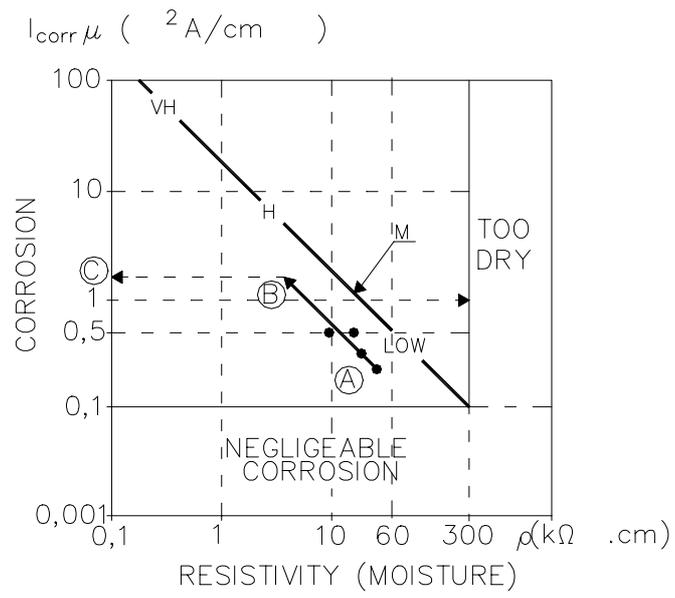
Finalmente la  $I_{corr}^{REP}$  se obtiene promediando ambos grupos de valores, los obtenidos in situ  $I_{corr, sing}$  con los obtenidos en el laboratorio  $I_{corr, max}$ . [C6]

$$I_{corr}^{rep} = \frac{I_{corr}^{sing} + I_{corr}^{max}}{2} \quad [C6]$$

#### CORROSION CURRENT-RESISTIVITY (MOISTURE) DIAGRAM

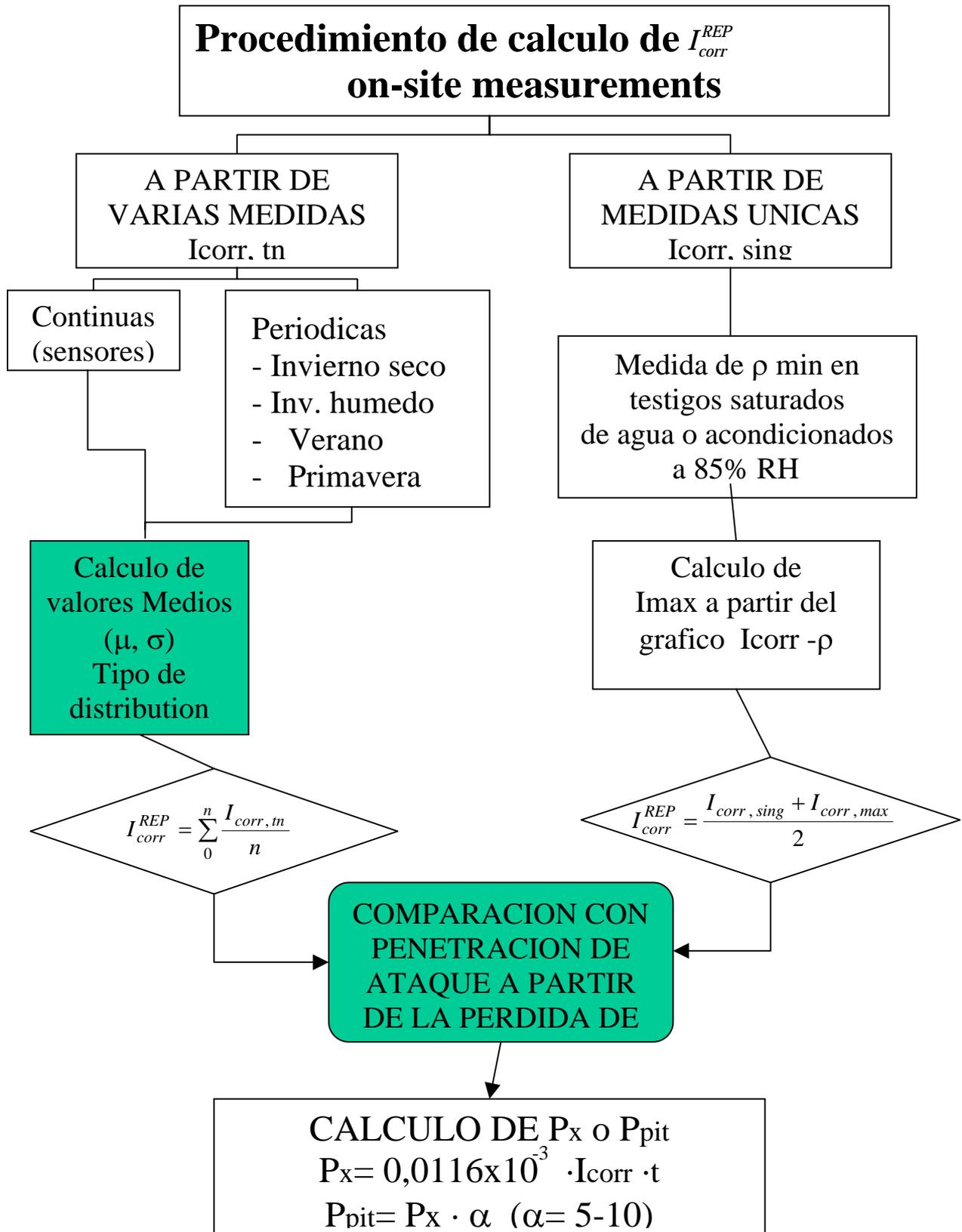


**Figura C.4.** Relación general teórica entre los valores de  $I_{corr}$  y de la resistividad  $\rho$



**Figura C.5.** Gráfico  $I_{corr}$ - $\rho$  donde VH- Corrosión Muy alta, H- Alta, M-Moderada, L- Baja, A: puntos medidos in situ, B: valores de  $\rho_{min}$  y C: extrapolation a  $I_{corr,max}$

Figure C.6.



#### C.4.2. Relación entre $E_{corr}$ y $I_{corr}$

No existe una relación general entre el potencial  $E_{corr}$  y la intensidad  $I_{corr}$  aunque en la misma estructura pueden encontrarse a veces relaciones más o menos directas entre estos parámetros. La figura E.7 muestra los resultados de múltiples medidas realizadas en estructuras reales. En ella se puede apreciar que aunque se aprecia una clara relación, la dispersión es muy grande.

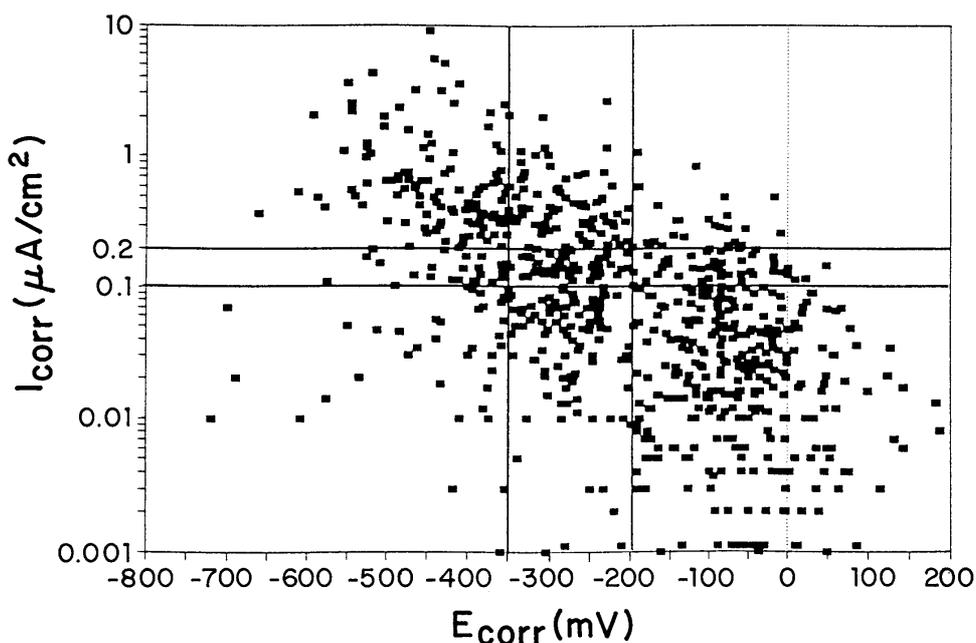


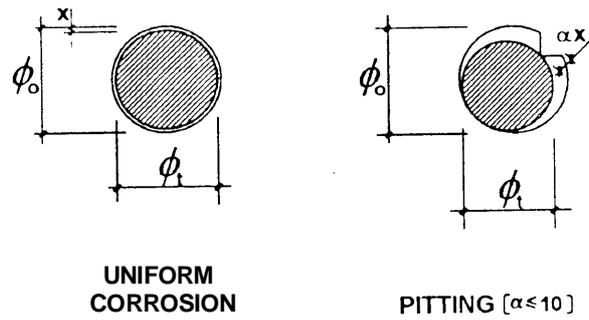
Figura C.7. Relación entre  $E_{corr}$  e  $I_{corr}$  encontrada en medidas en numerosas estructuras reales

#### C.5 Cálculo de la pérdida de radio de la armadura a partir de los valores de $I_{corr}^{REP}$

La pérdida de radio, y por tanto de sección de la armadura, puede ser obtenida a partir de las medidas electroquímicas de  $I_{corr}$  o de la medida directa sobre las barras una vez limpias de herrumbre. La penetración de ataque,  $P_x$ , es el parámetro que define la pérdida de radio como muestra la figura E.8. En el caso de las medidas electroquímicas la  $P_x$  se obtiene de la expresión:

$$P_x (mm / y) = 0.0116 \cdot I_{corr}^{REP} \cdot t_p \quad [C7]$$

donde  $t_p$  = tiempo en años después de la despasivación de la armadura y 0.0116 = a un factor de conversión de  $\mu A/cm^2$  en mm/year (para el acero). Esta expresión indica la necesidad de conocer el tiempo de propagación,  $t_p$ , de la corrosión, es decir cuando se inició.



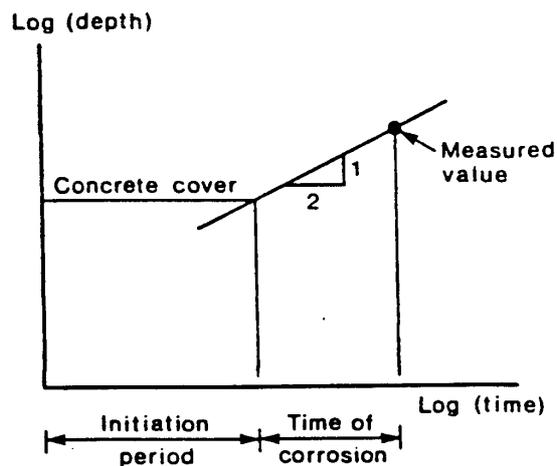
**Figura C.8.** Diámetro residual en el caso de corrosión uniforme y localizada.

Cuando la corrosión es localizada (parte derecha de la figura C.8), la máxima profundidad de picadura se calcula multiplicando la expresión [C7] por un factor que se ha denominado  $\alpha$  que normalmente toma un valor de 10. Por tanto, la expresión [C7] más general es:

$$P_{pit} = 0.0116 \cdot I_{corr}^{REP} \cdot t_p \cdot \alpha \quad [C8]$$

### C.5.1. Cálculo de la duración del periodo de propagación

El cálculo de  $t_p$  se puede realizar a partir de la profundidad del frente carbonatado o del perfil de cloruros (para establecer el límite de despasivación). Conocida la situación de este límite se puede extrapolar hacia atrás tal y como muestra la figura C.9, en el gráfico de log tiempo- log recubrimiento. La retro-extrapolación se realiza siguiendo una línea de pendiente 0,5 hasta que se alcanza el nivel de la armadura.



**Figura C.9.** Retro-extrapolación del límite de despasivación (frente carbonatado o límite de cloruros) para el cálculo del tiempo de propagación de la corrosión.

### C.6 Obtención de valores representativos de la $I_{corr}$ en ausencia de medidas electroquímicas o directas

Cuando no se puede realizar ninguna medida in situ ( ni la obtención de la  $I_{corr}$  ni la medida de la pérdida de radio) en la Tabla C.3 se dan valores promedio de la  $I_{corr}^{REP}$  en función de las clases de exposición de la EN 206.

**Tabla C3.** Rangos de valores de  $I_{corr}$  sugeridos para las clases de exposición de la EN206

<b>Clases de Exposición</b>		<b><math>I_{CORR}</math> [<math>\mu A/cm^2</math>]</b>	
0	Sin riesgo de corrosión	~ 0.01	
<b>Carbonatación</b>		<i>Parcialmente carbonatada</i>	<i>Totalmente carbonatada</i>
C1	Seco	~ 0.01	~ 0.01
C2	Húmedo raramente seco	0.1 – 0.5	0.2 – 0.5
C3	Humedad moderada	0.05 – 0.1	0.1 – 0.2
C4	Ciclos humedad-secado	0.01 – 0.2	0.2 – 0.5
<b>Corrosión por cloruros</b>			
D1	Humedad moderada	0,1 – 0,2	
D2	Húmedo raramente seco	0,1 – 0,5	
D3	Ciclos humedad secado	0,5 – 5	
S1	Niebla marina	0,5 – 5	
S2	Sumergida	0,1 – 1,0	
S3	Zona de mareas	1 – 10	

## **ANEXO D. DESCRIPCIÓN DE ENSAYOS**

### ***D.1 Fisuración***

#### **D.1.1. Propósito**

Los óxidos generados por la corrosión ocupan un mayor volumen que el acero al que sustituyen. Este cambio en volumen genera un cambio tensional en el hormigón que le lleva a su fisuración.

En el estudio del deterioro de la integridad del hormigón debido a la corrosión pueden distinguirse dos etapas:

- Periodo de iniciación de la fisuración, durante el que las fisuras aparecen y se desarrollan hasta alcanzar la superficie del hormigón.
- Periodo de propagación de la fisuración, durante el que crece el ancho de fisura, pudiendo producirse el desprendimiento del recubrimiento de hormigón.

Una vez que las fisuras han alcanzado la superficie del hormigón, es del mayor interés no solo inventariar las fisuras que hayan aparecido sino también hacer un seguimiento de su crecimiento y desarrollo con el tiempo.

#### **D.1.2. Descripción**

La medida de las fisuras -una vez que han alcanzado la superficie del hormigón- puede realizarse mediante diferentes métodos. Para caracterizar completamente una fisura es necesario recoger distintos aspectos como su dirección, profundidad y anchura.

Atendiendo al alcance del método de medida, éstos pueden clasificarse en dos grupos:

- Medidas del ancho de fisura. El ancho de las macro-fisuras iniciales (por retracción, defectos iniciales, ...) puede medirse mediante fisurómetros desde edades iniciales de la estructura y mediante medidas periódicas puede determinarse su evolución con el tiempo. Entre los instrumentos que pueden emplearse cabe citar los cuentahilos, fisurómetros de regleta, los deformómetros o los extensómetros.
- Mapeo de fisuras: para lograr una adecuada evaluación de la estructura es necesario planificar una secuencia sistemática de inspecciones. Se recomienda dividir la estructura en sus diferentes componentes para verificar si la naturaleza y origen del problema es la misma en todos ellos o si bien existen otros problemas diferentes. Para cada una de estas partes, la extensión de la fisuración en una región puede determinarse mediante vídeos, fotografías o planos de fisuración, comparando los obtenidos en distintos instantes para determinar la evolución en el tiempo.

### **D.1.3. Eficiencia / precisión**

La eficiencia y precisión de la medida de la fisuración está directamente relacionada con la capacidad de detección de fisuras. Esta capacidad depende de distintos factores como:

- La experiencia y capacitación del inspector.
- El conocimiento previo de la estructura.
- El estado de la superficie de hormigón.
- La accesibilidad.
- Condiciones ambientales.

Normalmente en el caso de una inspección preliminar, el ancho de fisura que puede percibirse varía entre 0.4 y 0.5 mm. En el caso de una inspección detallada, este ancho puede disminuir a 0.2-0.3 mm, llegando a 0.1 mm si se emplea instrumental adecuado.

## ***D.2. Espesor de recubrimiento y localización de armaduras***

### **D.2.1. Propósito**

El recubrimiento actúa como una barrera física entre la armadura y el ambiente al que se encuentra expuesta la estructura. Dependiendo de sus características, el acceso de los agresivos que provocan corrosión se producirá más o menos rápidamente. El tipo de daño esperado vendrá también influenciado por el espesor de recubrimiento y su relación con el diámetro de la armadura.

Para los trabajos tanto de inspección como de reparación es necesario conocer exactamente la localización y principales características de la armadura (número de barras, diámetro, etc.)

La medida del espesor de recubrimiento tiene sentido realizarla en dos momentos de la vida de una estructura. En la época de la construcción, para comprobar que se ajusta a las especificaciones de diseño, y cuando se tiene noticia de que se está produciendo un proceso de corrosión. La variabilidad del espesor de recubrimiento es un parámetro fundamental para un correcto análisis de la vida residual de la estructura.

### **D.2.2. Descripción**

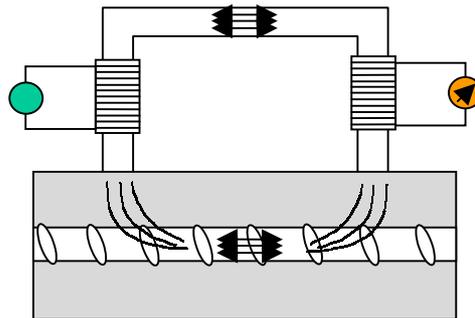
El método más habitual de medida del recubrimiento y de localización de armaduras es el empleo de pachómetros. Estos aparatos están basados en las diferentes propiedades electromagnéticas del acero y del hormigón que las rodea.

Cuando un campo magnético alterno afecta a un circuito eléctrico, se induce un potencial que es proporcional a la tasa de cambio del flujo magnético a través del área encerrada por dicho circuito. Este principio de inducción electromagnética es el que permite a los pachómetros medir los cambios en el campo magnético producidos por la presencia de las armaduras.

Existen dos tipos de pachómetros: los basados en el principio de reluctancia magnética y los basados en corrientes de Foucault.

### Pachómetros basados en el principio de reluctancia

Basados en la ley de Faraday, cuando se aplica una corriente alterna a través de una bobina situada alrededor de un imán, se induce un campo magnético de tal forma que se produce un flujo magnético de un polo a otro del aparato. La resistencia del medio a este flujo es la reluctancia. Los pachómetros basados en este principio detectan los cambios que en la reluctancia produce la presencia o ausencia de armaduras. Si no está presente, la reluctancia del hormigón es tan alta que el flujo es muy pequeño. Por el contrario, las propiedades electromagnéticas del acero hacen que la reluctancia sea muy baja y por tanto el flujo aumente.

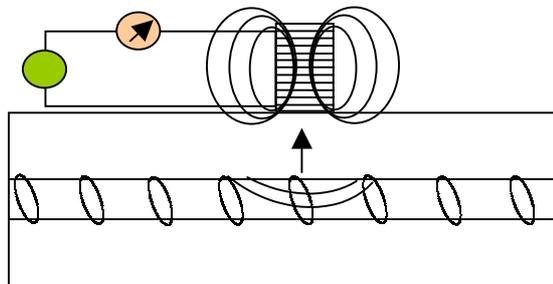


Para determinar el espesor de recubrimiento es necesario realizar una calibración para correlacionar e interpretar las desviaciones en los registros. Al verse afectada la reluctancia por el tamaño de la barra, se tendrán que establecerse relaciones para cada uno de los diámetros de armadura.

### Pachómetros basados en corrientes de Foucault

La presencia de una corriente eléctrica próxima a un conductor eléctrico como es una armadura, induce un campo eléctrico y corrientes de Foucault que generan un campo magnético secundario que interactúa con el primero.

Estos pachómetros miden los cambios producidos en la corriente eléctrica aplicada debidos a la interacción del campo magnético secundario. Este campo genera una corriente eléctrica que, según la ley de Lenz, se opone a la primaria. La corriente resultante de la combinación de ambas resulta menor que la corriente aplicada, y es la recogida por el sensor del pachómetro, de tal forma que pueden analizarse los cambios que se produzcan y determinar la posición y profundidad de las armaduras.



Es necesario indicar que existen otros métodos que permiten localizar las armaduras, como los rayos X o el GPR.

### **D.2.3. Eficiencia / precisión**

Existen diversos factores que influyen en la medida del espesor de recubrimiento y en la localización de las armaduras, pudiéndose clasificar en dos grupos: aquellos que afectan a la medida en sí y aquellos relativos a la precisión del aparato empleado.

- Número de barras. Si existen varias barras en una misma capa, cuando el pachómetro se desplaza en paralelo al eje de las barras, debe obtenerse un mínimo cuando el aparato pase por el punto medio de la separación de cada dos armaduras. Cuando más próximas se encuentren, este mínimo será mayor y la diferencia entre picos y valles en la señal recogida se verá mitigada. Este hecho puede llevar a error, e implica que no puedan emplearse las calibraciones realizadas con una sola barra.
- Presencia de barras perpendiculares. Cuando el pachómetro se sitúa sobre una barra, la presencia de otras perpendiculares puede provocar errores que pueden ser corregidos con los factores de calibración de cada aparato.
- Presencia de partículas magnéticas en el hormigón. Cuando el hormigón tiene sustancias como puzolanas, óxidos, cenizas volantes, etc., el pachómetro puede registrar variaciones en el campo magnético o en la corriente aplicada sin que existan armaduras. Este aspecto no afecta a la detección de las armaduras, pero deben aplicarse coeficientes correctores para obtener valores ajustados de espesor de recubrimiento.

## **D.3 Medida del potencial**

### **D.3.1. Propósito**

La corrosión lleva a la coexistencia de zonas pasivas y activas en la misma barra, provocando cortocircuitos en los que la zona que se está corroyendo actúa como un ánodo y la pasiva como cátodo. La diferencia de voltaje en este macroelemento induce un flujo de corriente a través del hormigón junto con un campo eléctrico, que puede representarse como líneas equipotenciales que permiten estudiar el estado de un metal en su entorno.

El principal objetivo de las medidas de potencial es localizar áreas en las que la armadura está pasiva y que por tanto es susceptible de corroerse si se dan las condiciones oportunas de humedad y presencia de oxígeno. Además, puede emplearse para:

- Localizar y definir aquellas zonas en las que deben realizarse otros ensayos para determinar de forma más precisa y económica en qué estado se encuentra la estructura.
- Evaluar la eficiencia de trabajos de reparación mediante el control del estado de la corrosión.
- Diseñar medidas preventivas como protección catódica.

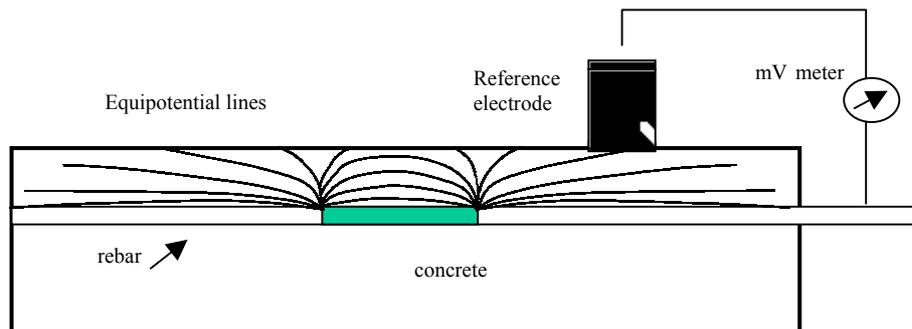
### **D.3.2. Descripción**

Como se ha comentado anteriormente, el objetivo de las medidas de potencial es determinar aquellas áreas en las que puede estar produciéndose corrosión. Para ello, es necesario definir un sistema de inspección que permita de forma rápida y económica obtener un estado de la estructura. Esta estrategia debe incluir la definición de un sistema de coordenadas para relacionar lecturas y puntos de medida. La técnica más empleada es la de un grid con tamaño de celda que varía desde los 15 cm<sup>2</sup> hasta los 2 m<sup>2</sup> dependiendo del tipo de estructura, sus características y del alcance de los trabajos a realizar.

Para medir el potencial, es necesario establecer una buena conexión eléctrica con la armadura, siempre evitando el contacto directo si la armadura está conectada a un elemento metálico expuesto. El otro contacto del voltímetro de alta impedancia es el electrodo de referencia externo en contacto con la superficie del hormigón a través de una esponja mojada que proporcione un buen contacto electrolítico entre ellos.

Es necesario asegurar la continuidad eléctrica de las barras, para lo que se medirá la resistencia entre zonas separadas. Si los valores de resistencia son menores o iguales a 0.3 ohmios, entonces puede considerarse que existe continuidad.

Las medidas de potencial pueden realizarse con un único electrodo o con sistemas de electrodos múltiples que permiten inspeccionar grandes superficies como tableros de puentes o aparcamientos, con rendimientos de 300 m<sup>2</sup>/hora.



Una vez obtenidos los valores, la mejor forma de representarlos -en intervalos máximos de 50 mV- depende de su número y del tipo de estructura, pudiendo emplearse desde tablas hasta grid coloreados en los que se representen las líneas equipotenciales obtenidas mediante interpolación aplicando diversos algoritmos. Lógicamente también son de aplicación las herramientas estadísticas habituales como distribuciones o histogramas.

### D.3.3. Eficiencia / precisión

La interpretación de los valores de potencial ha evolucionado durante los últimos años. De acuerdo a la norma ASTM C 876-87, puede establecerse un umbral de -350 mV CSE. Valores menores de potencial sugieren corrosión con una confianza del 95 %,; si el potencial es mayor de -200 mV, existe una probabilidad mayor del 90 % de que no se esté produciendo corrosión y para aquellos valores entre -200 y -350 mV el resultado es incierto. Estudios posteriores muestran que la relación entre el estado del hormigón y los valores de potencial no están bien definidos, por lo que estos límites no son generalizables salvo para los casos extremos.

Existen diferentes aspectos que deben tenerse en cuenta a la hora de realizar medidas de potencial:

### **Factores ambientales**

Entre ellos cabe citar:

- Contenido en humedad del hormigón. Dependiendo de éste, la resistividad del hormigón varía. Los cambios en el contenido en humedad pueden provocar diferencias de potencial de hasta 200 mV, por lo que es importante considerar no sólo diferentes condiciones de humedad en un punto determinado sino también los cambios a lo largo de la estructura. Los valores de potencial son más negativos cuanto mayor es la humedad del hormigón.
- Contenido de cloruros. La experiencia en campo ha demostrado que existe cierta correlación entre el contenido en cloruros y los valores de potencial, coincidiendo los valores más negativos con aquellas áreas de mayor contenido en cloruros.
- Carbonatación. Como la carbonatación produce un incremento de la resistividad del hormigón, los valores de potencial son mayores tanto para las zonas pasivas como en las que las armaduras están corroyéndose.
- Espesor de recubrimiento. A medida que es mayor el recubrimiento, la diferencia entre los potenciales de zonas activas y pasivas es menor, tendiendo hacia un valor uniforme de potencial. Por tanto, la localización de pequeñas zonas activas es más difícil a medida que aumenta el recubrimiento.
- Efectos de polarización. El ánodo polariza las barras pasivas en la proximidad del área que se está corroyendo hacia potenciales negativos. El paso de potenciales hacia valores más negativos es mayor en hormigón con resistividad baja que alta, lo que lleva a una mejor detección de las áreas pequeñas de corrosión en el primer caso pero no en el segundo ya que la polarización que se produce es menor.
- Contenido en oxígeno. Las condiciones de aireación como la accesibilidad del oxígeno determinan los valores de potencial para acero pasivo. Un contenido bajo en oxígeno produce una disminución pronunciada en el valor del potencial, mientras que en hormigón húmedo con una difusión muy baja del oxígeno puede producir un incremento del potencial tal que zonas de armadura pasiva muestren valores de potencial similares a los de zonas activas.

En cuanto al error de la medida en sí misma, es necesario significar que el electrodo de referencia no mide un potencia 'verdadero' del ánodo y el cátodo sino un valor mixto, ya que el recubrimiento de hormigón no permite medir potenciales directamente sobre la armadura.

Existen otros factores que influyen en la medida, como son:

- Tipo de electrodos de referencia. Los electrodos de referencia no polarizables son más precisos que otros tipos como los de carbón. De igual forma, su mantenimiento es crucial para su precisión. Finalmente, la temperatura influye también en el potencial, siendo los no polarizables los más reversibles.
- Procedimiento de medida. Tamaño de celda. Para determinar el tamaño de celda óptimo es necesario establecer la distancia máxima de una barra activa en a la que

no hay evidencia de cambio de potencial, y deberá adecuarse al tipo de estructura estudiada y al posterior uso que se quiera hacer de los valores obtenidos.

## **D.4 Resistividad**

### **D.4.1. Propósito**

La resistividad eléctrica del hormigón es, junto con la disponibilidad de oxígeno, uno de los parámetros del material más influyentes en la intensidad de corrosión. Su medida es cada vez más empleada junto con el mapeo de potencial en el seguimiento e inspección de estructuras para determinar la gravedad de los problemas de corrosión que pueden presentarse.

La resistividad proporciona información acerca del riesgo de corrosión temprana, porque se ha demostrado que existe una relación lineal entre la intensidad de corrosión y la conductividad electrolítica, esto es, que una baja resistividad está correlacionada con una alta intensidad de corrosión.

Es necesario significar que la intensidad de corrosión no está controlada únicamente por la resistividad del hormigón, de tal forma que este parámetro no puede considerarse como el factor determinante para definir o prevenir un daño potencial en la estructura y establecer la necesidad de aplicar técnicas preventivas o de reparación.

### **D.4.2. Descripción**

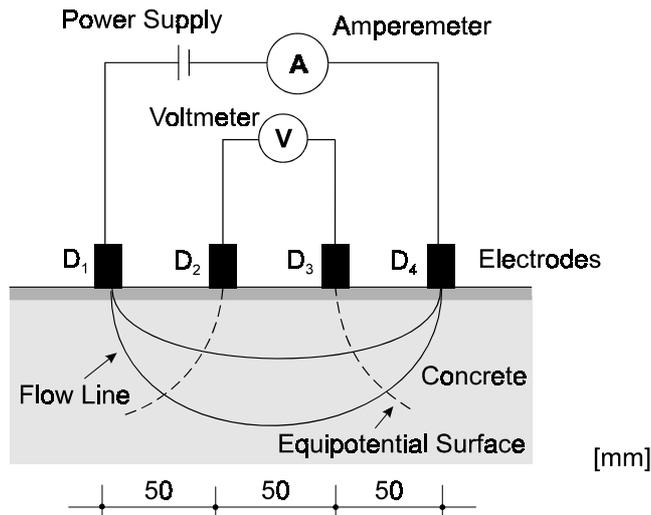
Aunque la medida de la resistividad comenzó relativamente pronto, aún no ha alcanzado su completo desarrollo. Existen tres formas diferentes de medir la resistividad:

- Directamente en la superficie de la estructura.
- En testigos
- Empleando sensores embebidos

#### **Medidas en la superficie de la estructura.**

##### Método de las cuatro puntas

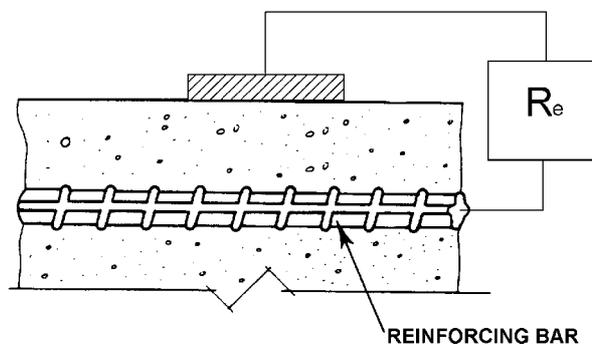
La resistividad puede medirse mediante la técnica de Wenner, que fue desarrollada en su origen para prospección geofísica y posteriormente aplicada al hormigón. Este método emplea cuatro electrodos equiespaciados y humectados con un líquido conductor que proporcione un buen contacto con la superficie del hormigón. Se pasa una corriente alterna conocida (generalmente con una frecuencia entre 50 y 1000 Hz) entre los electrodos externos y se mide la diferencia de potencial entre los interiores. La resistividad se obtiene como función del voltaje, intensidad y distancia entre electrodos.



### Método del disco

Otra opción para medir la resistividad está basada en la estimación de la caída ohmica de una resistencia colocada entre un pequeño disco puesto en la superficie de un electrolito y un contraelectrodo mucho mayor colocado en el infinito. Si la contribución de la resistencia del contraelectrodo a la resistencia total es despreciable, entonces en teoría se demuestra que la resistencia eléctrica es función de la resistividad del electrodo.

$$\rho = 2 R_e \phi$$



El aparato está compuesto de un disco de material conductor, un potencióstato y un electrodo de referencia. Una vez establecido un contacto adecuado, se aplica un pulso galvanostático y se registra la caída óhmica. Al igual que en el método de Wenner, el disco y la armadura no pueden estar muy próximos -al menos dos veces el diámetro del disco.

### **Testigos**

Existen distintos métodos para obtener resistividades en laboratorio a partir de testigos extraídos de la estructura:

- Aplicación directa de la Ley de Ohm.
- Derivando expresiones matemáticas para geometrías específicas de probetas
- A través del cálculo de la constante de celda a partir de electrolitos conocidos.

Un ejemplo de estos métodos es el dos electrodos. El diámetro de los testigos debe ser de 100 mm y su longitud entre 50 y 100 mm. Se colocan dos anillos de acero inoxidable en las caras del testigo y se hace pasar una corriente alterna ( $AC > 1.5 \text{ mA}$ ,  $f = 108 \text{ Hz}$ ) entre ellos.

### **Sensores embebidos**

Los sensores embebidos pueden emplearse no para obtener la resistividad sino la resistencia eléctrica mediante dos o cuatro electrodos de metal embebidos. Se emplea una corriente alterna de frecuencia entre 50 y 1000 Hz. Como la resistencia es función de la geometría, tiene que convertirse en resistividad de acuerdo a la teoría de Wenner o mediante calibración empírica utilizando líquidos de conductividad conocida en elementos de geometría similar.

Cada sensor está formado por varios anillos de acero inoxidable alternados con anillos de plástico aislantes. Están conectados a cables colocados en el interior del sensor de tal forma que no afecten el hormigón circundante. Los huecos del electrodo se rellenan con resina epoxy. La medida de la resistencia puede determinarse cada para de anillos mediante un ohmímetro externo, y a continuación obtener la resistividad mediante un factor de transferencia específico del sensor. El contenido en humedad y su distribución pueden determinarse de forma indirecta midiendo la resistencia electrolítica del hormigón en función de la profundidad.

### **D.4.3. Eficiencia / precisión**

Uno de los problemas más importantes de la medida de la resistividad es su variabilidad con los cambios en el ambiente. Los factores que afectan a este parámetro son los siguientes:

- Contenido de humedad. La resistividad disminuye al incrementar la humedad y viceversa.
- Temperatura. El efecto de la temperatura es controvertido, ya que el efecto sobre la resistividad depende de si el hormigón está protegido o no. Esto es, si el agua puede evaporarse o condensar. Por tanto, el incremento de temperatura va a disminuir la resistividad a menos que ocurra lo contrario por el secado del elemento. Lo contrario ocurre cuando la temperatura desciende, pero solo hasta una cierta temperatura ( $5^{\circ}\text{C}$ ), por debajo de la cual la resistividad aumenta de tal forma que la condensación no puede compensar este efecto.
- Contenido de cloruros. La presencia de cloruros o de otro componente inorgánico provoca un incremento de la resistividad.
- Carbonatación.
- Tipo de cemento. Agente como cenizas volantes o humo de sílice generalmente inducen incrementos de resistividad cuando se compara con cemento Portland normal.

- Porosidad. La porosidad es consecuencia de la relación agua/cemento, de la compactación y del curado. Un incremento en la relación a/c lleva a una disminución de la resistividad.
- Tipo de árido. El efecto del tipo de árido no puede predecirse con generalidad. Dependerá de su naturaleza y porosidad.

Respecto a la influencia de estos parámetros en la medida en sí misma, no ha sido tenido en cuenta que la precisión de la medida es mayor para valores intermedios.

En cuanto a la medida en sí, los factores que influyen directamente son :

- El operador y las condiciones ambientales
- La técnica empleada
- El aparato

## ***D.5 Velocidad de corrosión***

### **D. 5.1. Objetivo**

La velocidad de corrosión informa sobre la cantidad de metal que pasa a óxido por unidad de tiempo y de superficie de armadura expuesta al ataque. La cantidad de óxido generada por la corrosión incide directamente en la fisuración del recubrimiento y la pérdida de adherencia armadura/hormigón, mientras que la disminución del área transversal de la armadura afecta además significativamente a la pérdida de capacidad portante de la estructura.

La velocidad de corrosión es por tanto una indicación de la disminución de la capacidad portante estructural. Las cuatro principales consecuencias de la corrosión son:

- La pérdida de sección del acero y del hormigón
- La pérdida de ductilidad del acero
- La disminución de la adherencia acero/hormigón

Además de para el cálculo de la pérdida de sección del acero, la intensidad de corrosión puede ser usada para los siguientes fines:

- a) Identificación de las zonas con corrosión. Se pueden realizar mapas de velocidad de corrosión de la misma manera que los mapas de potencial, lo que permite la localización de las zonas con mayor grado de corrosión.
- b) Evaluación de la eficacia de las reparaciones. Tal es el caso de los inhibidores, la realcalización o la reparación por parcheo.

### **D. 5.2. Descripción**

La medida de la intensidad de corrosión,  $I_{corr}$ , se efectúa mediante un electrodo de referencia, que indica el potencial eléctrico de la armadura, y un electrodo auxiliar que sirve para medir la corriente circulante en el ensayo. En las medidas que se efectúan in-situ, se usa además del electrodo auxiliar standard (circular en este caso), un segundo electrodo que en forma de anillo rodea al anterior (anillo de guarda) tal y como indica la figura. Este anillo de guarda se utiliza para producir un campo de

sentido contrario al producido por el electrodo auxiliar central con el fin de confinar la corriente aplicada por éste en un área predeterminada, y por tanto conocida, tal y como indica la figura.

La técnica más utilizada para medir la intensidad de corrosión, es la denominada Resistencia de Polarización,  $R_p$ , que está basada en imponer polarizaciones muy pequeñas al metal, a partir de su potencial de corrosión.

$$R_p = \left( \frac{\Delta E}{\Delta I} \right)_{\Delta E < 20mV}$$

La intensidad de corrosión se calcula a partir de la siguiente expresión:

$$I_{corr} = B / R_p$$

Donde B es una constante, que toma un valor de 26mV para ensayos in-situ.

Para los ensayos in-situ, es muy importante seleccionar bien los puntos de medida, de tal forma que resulten significativos para el estudio que se persigue del comportamiento estructural.

Se pueden seleccionar estos sitios, o bien trazando una hipotética cuadrícula de tamaño constante en las zonas o elementos de medida, o bien seleccionando las zonas más afectadas y las menos, de tal forma que se pueda realizar una comparación. Para seleccionar estos puntos de medida también se pueden utilizar otras técnicas complementarias de la  $I_{corr}$ , como son la medida el potencial o de la resistividad.

En cuanto a la interpretación de los resultados, la tabla siguiente, los rangos de  $I_{corr}$  que de forma genéricas se pueden relacionar con las pérdidas de sección de la armadura.

Relación entre velocidad de corrosión y el nivel de corrosión.

Nivel de corrosión	$\mu A/cm^2$	$\mu m/año$
Despreciable	< 0,1	< 1
Baja	0,1 – 0,5	1 – 5
Moderada	0,5 – 1	5 – 10
Alta	> 1	>10

### D. 5.3. Eficacia / Exactitud

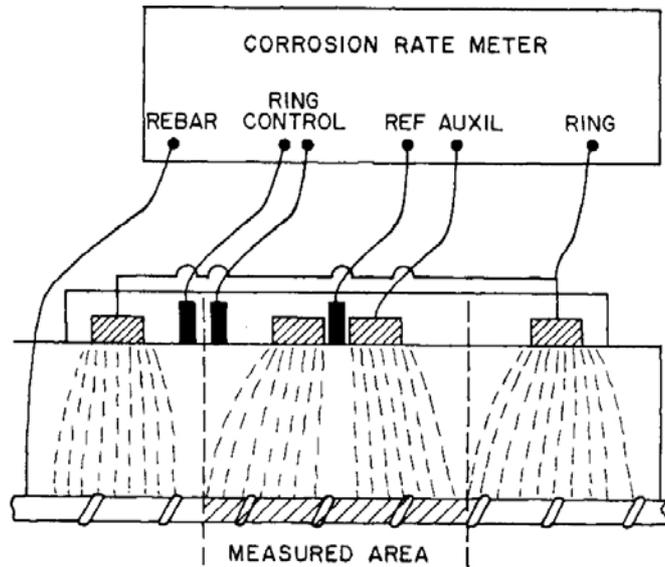
Con respecto a la exactitud de estas medidas, se deben considerar dos aspectos principales:

- 1) La morfología de la corrosión, es decir, cuanto de localizada es la corrosión. Si el ataque es por picaduras, se debe multiplicar por el factor de localización  $\alpha=10$  el valor de  $I_{corr}$  medido a través de la  $R_p$ .

$$P_{pit} = I_{corr} \cdot \alpha$$

o bien, medir directamente la máxima profundidad de picadura.

- 2) En las medidas in-situ, es necesario recordar siempre que se deben usar corrosímetros que tengan en cuenta la dispersión de la corriente debido al gran tamaño de la estructura. Es decir, es necesario utilizar el confinamiento modulado de la corriente (figura) obtenido con anillo de guarda controlado por sensores o el método del cálculo de la atenuación del potencial con la distancia. Los errores al utilizar corrosímetros inadecuados pueden ser de uno o dos ordenes de magnitud.



Parámetros ambientales que pueden influir en el nivel de corrosión y en las circunstancias de su medida y que se deben mencionar son:

- 1) Efectos de macropares galvánicos- el propio fenómeno de la corrosión supone el funcionamiento de una pila de corrosión, sin embargo, se llaman efectos de macropar galvánico a cuando la zona que se corroe y el cátodo (la que no se corroe) están separados algunos centímetros o decímetros. Es decir, una zona que sufre corrosión puede desarrollar una velocidad de corrosión más alta si está conectada eléctricamente a una zona pasiva, que si no lo está.
- 2) Contenido de cloruros – los cloruros no sólo inducen corrosivos sino que además la aceleran. Cuanto mayor es su proporción, más alta es la velocidad de corrosión, hasta una cierta concentración límite, a partir de la cual la corrosión puede incluso empezar a decrecer. Este efecto se ha interpretado como debido a que una alta concentración salina, desplaza el oxígeno de la solución de los poros y por tanto la velocidad de corrosión disminuye o incluso se detiene.
- 3) Contenido en humedad - La cantidad de agua líquida presente en la solución de los poros del hormigón es el parámetro más relevante que controla la velocidad de corrosión. Este agua líquida es la responsable del establecimiento de una conectividad de los poros y de la cantidad de oxígeno que llega hasta la armadura. Además, la cantidad de agua líquida establece la resistividad eléctrica del hormigón, que es el parámetro más representativo y relacionado con la velocidad de corrosión. La disponibilidad de oxígeno es más secundario

aunque por debajo de una cierta proporción, la ausencia de oxígeno desemboca en que la corrosión se detiene.

- 4) Temperatura – Tiene un efecto contrapuesto en la velocidad de corrosión. Por un lado cuando la temperatura aumenta, el agua de los poros se evapora, lo que puede contra-balancear la tendencia a aumentar la velocidad de corrosión mediante la disminución de la energía de activación del proceso y viceversa. Sólo en condiciones de saturación del hormigón, la temperatura tiene el efecto directo esperado en la velocidad de corrosión.

## **D.6 Ultrasonidos**

### **D.6.1. Propósito**

La inspección mediante ultrasonidos es un método no destructivo que mide la velocidad de ondas de compresión y se emplea en aplicaciones estructurales para evaluar el estado de materiales como el hormigón. Este método se describe en detalle en las normas ASTM C 597-83 y BS 1881-203.

Este método ha sido empleado en la evaluación de la uniformidad y calidad relativa del hormigón y en la localización de defectos como fisuras o coqueas de elementos estructurales que presentan dos caras accesibles como vigas, losas y soportes. Mediante una correcta interpretación de los resultados, es posible obtener información acerca de procesos de corrosión que puedan estar produciéndose en el elemento.

El método se basa en la relación existente entre la calidad del hormigón y la velocidad de un pulso ultrasónico a través del material. Se han realizado numerosos intentos de correlacionar la velocidad del pulso con la resistencia a compresión. La idea básica es que la velocidad del pulso es función de la densidad del material y de la rigidez, estando ambos parámetros relacionados con la resistencia a compresión. Sin embargo, únicamente se han obtenido resultados parciales. Existen numerosas variables que afectan la resistencia a compresión del hormigón (relación a/c, tipo y forma del árido, tamaño de la muestra, contenido de cemento, etc.) pero no todos ellos afectan a la velocidad del pulso. Se acepta que es un buen indicador de la resistencia a edad temprana.

En cualquier parte de la estructura en la que el hormigón aparenta ser uniforme, puede aplicarse el siguiente criterio para la velocidad del pulso (TWRL 1980)

Velocidad /m/s)	Calidad del recubrimiento
> 4000	Buena
3000-4000	Media
< 3000	Baja

### **D.6.2. Descripción**

Los pulsos de ondas de compresión se generan por un transductor que se mantiene en contacto con una de las caras del elemento a evaluar. Tras atravesar el hormigón, los pulsos se recogen con otro transductor. El tiempo de desplazamiento  $t$  se mide

electrónicamente. La velocidad del pulso y el tiempo de llegada se relacionan a través de la siguiente expresión:

$$v_p = \frac{d}{t}$$

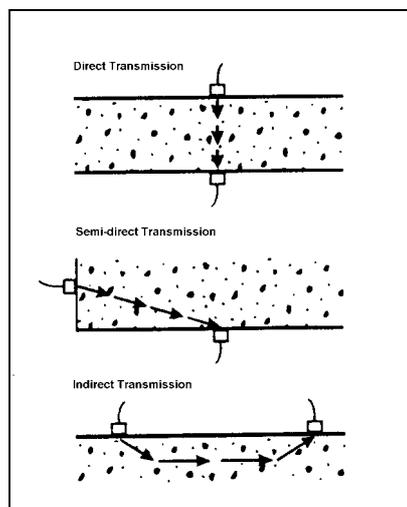
Donde  $v_p$  es la velocidad y  $d$  es la distancia entre transductores.

Los ensayos pueden realizarse muy rápidamente. Las medidas pueden realizarse mediante transmisión directa, transmisión semidirecta o transmisión indirecta.

El aparato de ensayo consiste en un generador de pulsos, un par de transductores (emisor y receptor), un amplificador, un circuito de medida del tiempo, un visualizador y cables de conexión. El pulso necesario ha de ser de muy baja frecuencia (10-150 kHz) y de alta energía, debido a la atenuación natural del hormigón.

### D.6.3. Eficiencia / precisión

La precisión de la medida depende de la capacidad del equipo y de la habilidad del operador para determinar con precisión el tiempo de llegada de la onda al receptor y la distancia entre transductores. La amplitud de la señal recibida depende del trayecto recorrido y de la presencia y dimensiones de huecos en el hormigón.



La variación de los resultados de los ensayos para longitudes de trayecto entre 0.3 y 6 metros en hormigones con huecos puede llegar hasta el 20 %.

## D.7 Impacto eco

### D.7.1. Propósito

El impacto eco es un método no destructivo basado en el uso de ondas generadas por un impacto mecánico de corta duración en un punto de la superficie. Estas ondas se propagan a través de elemento y son reflejadas de nuevo hacia la superficie por los huecos internos o las interfases y por las caras de los elementos. Una de las ventajas

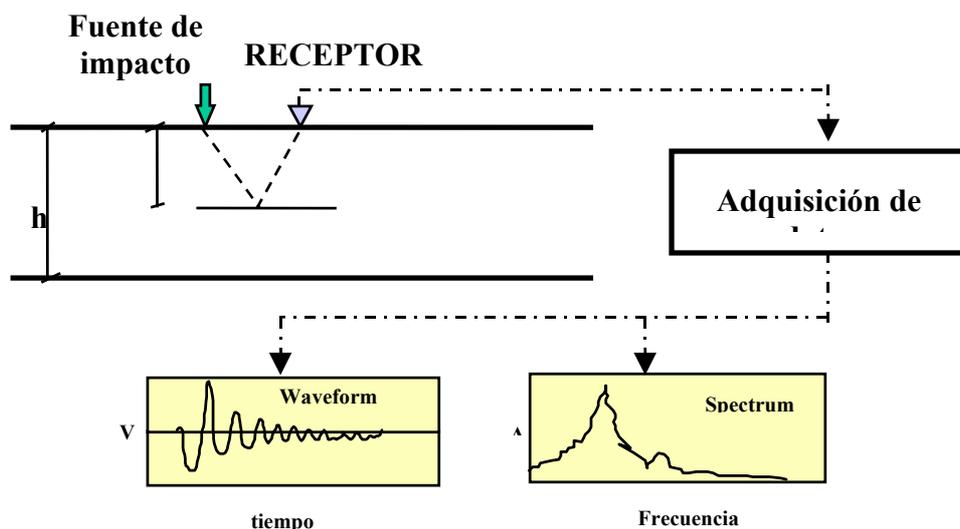
del impacto eco frente a los ultrasonidos es que únicamente necesita haber una cara accesible.

El principal objetivo del impacto eco es la evaluación de estructuras de hormigón. Las diferentes aplicaciones pueden clasificarse como sigue:

- Medida del espesor de hormigón. Un problema habitual en construcción es cómo determinar el espesor de elementos de hormigón accesible sólo por una cara. El método del impacto eco genera ondas de baja frecuencia que pueden penetrar en el hormigón hasta dos metros. Con esta técnica es posible determinar el espesor de construcción en un amplio abanico de elementos como pavimentos, muros de contención, etc.
- Mapeo de huecos internos : coqueras, delaminaciones, fisuras, etc. De igual forma el impacto eco permite determinar la extensión del deterioro que se haya podido producir en la cara oculta de los elementos por ataque químico o por fenómenos de hielo-deshielo así como el resultado de corrosión de armaduras (pérdida de adherencia y delaminación)
- Comportamiento acústico de interfases entre materiales como en estructuras estratificadas, reparadas o en estructuras de hormigón armado, pudiendo determinar la calidad de la adherencia entre capas.

### D.7.2. Descripción

Las ondas generadas por el impacto mecánico puntual sobre la estructura se desplazan por el interior de la estructura y se reflejan por los defectos internos y los límites del elemento, propagándose hacia el exterior y de nuevo hacia el interior. La señal es recogida por un transductor colocado cerca del punto de impacto de tal forma que recoja los desplazamientos producidos por la llegada de las ondas reflejadas.



$$f = \frac{V_n}{2T}$$

La frecuencia de la llegada de las ondas al transductor viene determinada mediante la transformación del dominio del tiempo en el dominio de la frecuencia aplicando la transformada rápida de Fourier. Las frecuencias asociadas con los picos en el espectro de amplitudes resultante representa las frecuencias dominantes. En la figura anterior se recoge un ejemplo de aplicación de la técnica del impacto eco.

### **D.7.3. Eficiencia / precisión**

El método de impacto eco genera ondas de baja frecuencia (< 80 KHz) que pueden penetrar hasta dos metros en el hormigón. Se ha empleado con éxito en la determinación de espesores con un error menor del 5 %.

En la práctica, el método no es preciso en la totalidad de las ocasiones, debido a sus propias limitaciones y las asociadas a la experiencia del usuario. La interpretación de los resultados del ensayo es el problema más importante.

El impacto eco es un método muy sensible, incluso a micro defectos. El tamaño del defecto detectado depende de la longitud de onda que depende del tiempo de contacto. A medida que este sea menor, los defectos detectados serán menores. Sin embargo, también disminuirá la capacidad de penetración de la onda.

## ANEJO E. PRINCIPIOS SOBRE SEGURIDAD ESTRUCTURAL

### E1 Introducción

El principal objetivo de la evaluación estructural es asegurar un determinado nivel de seguridad en una estructura existente. Acerca de cómo realizar las inspecciones y la interpretación de tales inspecciones así como el cálculo de la capacidad remanente de la estructura, el presente manual sugiere un procedimiento que ofrece al inspector y al evaluador los suficientes datos en el caso de estructuras afectadas por corrosión de las armaduras.

Sin embargo, una vez determinadas las características del material y los esfuerzos a los que se encuentra sometida la sección es necesario comparar ambos términos para realizar una evaluación del nivel de seguridad que posee actualmente la estructura.

### E 2 La filosofía de los estados límite

El procedimiento de diseño de estructuras básico en Europa es el conocido como el de los *estados límite*. El *estado límite* separa un estado favorable para la estructura de uno que es desfavorable o indeseable. Una clasificación generalista de los estados límite de los estados límite los divide en *estados límite de servicio* y *estados límite último*. La tabla E.1 muestra los estados límite clásicos a comprobar en una estructura en su fase de proyecto:

**Tabla E.1** Estados límite en estructuras

Tipo de estado límite	Descripción	Ejemplos
Último	Fallo de una parte o de toda la estructura	Rotura, colapso, mecanismos plásticos, fatiga, fuego, etc..
Servicio	Interrupción del uso normal	Flechas, vibraciones, daño locales, etc.

Para estudiar si una estructura ha sobrepasado un estado límite, la ecuación (E.1) tiene que ser verificada. En (E.1) **S** son los efectos debidos a las acciones (cortante, momento flector, torsión, periodo propio de la carga, etc.) y **R** es la resistencia de la estructura frente a éste efecto (cortante último, flector último, torsor último, periodo propio de la estructura, etc.).

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

Sin embargo, es deseable mantener ambos términos de la ecuación (E.1) lo suficientemente alejados como para que el riesgo de fallo sea lo suficientemente pequeño. Para ello la ecuación (E.1) debe ser verificada con *valores de diseño* y no con *valores nominales* (aunque ambos valores pueden ser el mismo numéricamente). Así la ecuación (E.1) se transforma en (E.2) cuando se emplea para la comprobación. Existen diferentes niveles de comprobación de la ecuación (E.1) dependiendo del nivel de información disponible (tabla E.2).

$$R_d \geq S_d \quad (\text{E.2})$$

**Tabla E.2.** Niveles de evaluación

Nivel	Descripción	Datos empleados	Mecanismo de comprobación
I	Normativa	Datos por defecto	Coefficientes de seguridad parciales
II	Fiabilidad de primer orden	Distribuciones normales para los datos	Probabilidad de fallo Nominal $P_{Fn}$ .
III	Simulación o transformaciones (FORM – Montecarlo)	Cualquier distribución estadística	Probabilidad de fallo $P_F$
IV	Cualquiera de los anteriores más el análisis económico	más el análisis	Coste mínimo o máximo beneficio

### a) Metodología de nivel I

La técnica más común de evaluación de los estados límite es el uso de coeficientes parciales. Esta es la formulación que emplea la normativa en el proyecto de estructuras nuevas. En este caso la ecuación (E.1) se tiene que verificar usando los coeficientes parciales para transformar los valores nominales a valores de diseño es la ecuación (E.3).

$$R\left(\frac{f_K}{\gamma_{m1}, \gamma_{m2}, \gamma_{m3}}\right) \geq S(\gamma_{f1}, \gamma_{f2}, \gamma_{f3}, Q_K) \quad (\text{E.3})$$

Donde  $R()$  y  $S()$  son las funciones del efecto de las acciones y las resistencias respectivamente, que transforman los valores de las resistencias y geometría en los efectos de esta resistencia, mientras que  $\gamma_m$  y  $\gamma_f$  son los coeficientes parciales de los materiales y las acciones respectivamente.

Los *coeficientes de combinación*  $\Psi$  se usan cuando más de una sola acción actúa sobre la estructura. Así la ecuación (E.3) se transforma en (E.4).

$$R\left(\frac{f_K}{\gamma_{m1}, \gamma_{m2}, \gamma_{m3}}\right) \geq S\left(\sum_{i>1} \gamma_i \Psi_i Q_K\right) \quad (\text{E.4})$$

La tabla E.3 muestra los valores por defecto para los coeficientes parciales en la EHE.

Estos valores pueden ser cambiados (disminuidos o aumentados) cuando se evalúa una estructura. Sin embargo no hay un procedimiento simple de modificación y se necesita una correlación con los métodos de nivel II para garantizar valores equivalentes de la seguridad en ambas estructuras (nuevas y existentes).

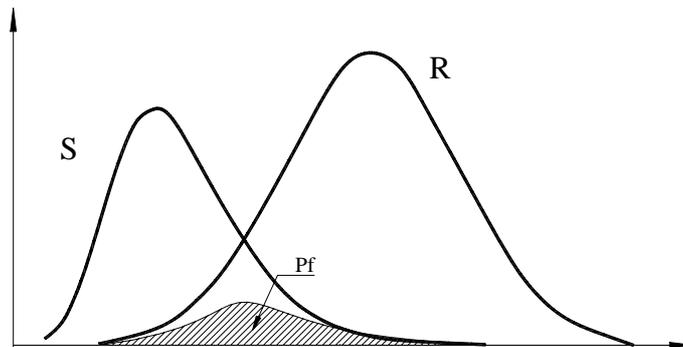
<b>Estado límite</b>	<b>Carga</b>	<b>Favorable</b>	<b>Desfavorable</b>
Último	Permanente	$\gamma = 1,00$	$\gamma = 1,35$
	Variable	$\gamma = 0,00$	$\gamma = 1,50$
	Accidental	$\gamma = 0,00$	$\gamma = 1,00$
Servicio	Permanente	$\gamma = 1,00$	$\gamma = 1,00$
	Variable	$\gamma = 1,00$	$\gamma = 1,00$
	Accidental	$\gamma = 1,00$	$\gamma = 1,00$

## b) Metodología de nivel II

El nivel II de evaluación está basado en una cuantificación estadística de todos los parámetros que intervienen en el estado límite a analizar. Así, se puede determinar la probabilidad de fallo frente al estado límite. La figura E.1 muestra la cuantificación estadística del efecto de la acción y las resistencias respectivamente y la probabilidad asociada de fallo. Sobre el valor límite de comparación de esta probabilidad de fallo cada normativa habrá calibrado sus coeficientes parciales a una probabilidad de fallo nominal que será el criterio de aceptación o rechazo de la estructura. La actual EHE requiere una probabilidad de fallo inferior a  $7,2 \cdot 10^{-5}$  para un periodo de retorno de 50 años.

En el cálculo de la probabilidad de fallo con los niveles de evaluación II, el uso del llamado *índice de fiabilidad* ( $\beta$ ) es más común que la probabilidad de fallo. El *índice de fiabilidad*, está unívocamente relacionado con la probabilidad de fallo a través de la función de distribución de Gauss acumulada  $\Phi$ . Así el valor de  $P_F$  puede ser calculado con la ayuda de la ecuación (E.5) y la tabla de la distribución acumulada de Gauss.

$$P_F = \Phi(-\beta) \quad (E.5)$$



El *valor de diseño* de cada variable es aquel cuya combinación proporciona la máxima probabilidad de fallo sobre el estado límite analizado. Para cada variable la ecuación (E.6) (suponiendo para **R** y **S** distribuciones normales) determina el *valor de diseño*.

$$\begin{aligned} R^* &= \mu_R - \alpha_R \beta S_R \\ S^* &= \mu_S - \alpha_S \beta S_S \end{aligned} \quad (E.6)$$

Donde

$\mu_R$  es el valor medio del efecto de la resistencia.  
 $\mu_S$  es el valor medio del efecto de la acción  
 $S_R$  es la desviación estándar del efecto de la resistencia  
 $S_S$  es la desviación estándar del efecto de la acción

$$\alpha_R = \frac{S_R}{\sqrt{S_R^2 + S_S^2}}$$

El factor de importancia para el efecto de la resistencia, y

$$\alpha_S = \frac{S_S}{\sqrt{S_R^2 + S_S^2}}$$

El factor de importancia para el efecto de la acción.

(puede comprobarse fácilmente que  $\alpha_R^2 + \alpha_S^2 = 1$ )

### c) Metodología de nivel III

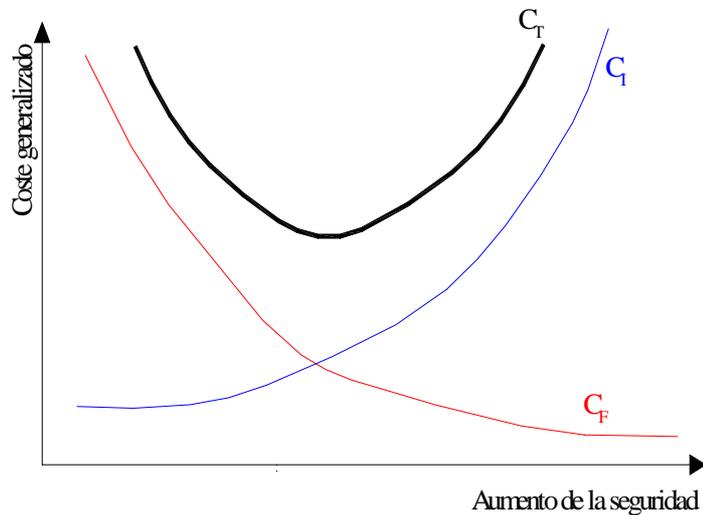
La metodología de nivel III es una extensión del nivel II, donde cada variable tiene su distribución estadística, que por lo general no serán variables normales. Para el uso de esta metodología dos tipos de soluciones numéricas se han desarrollado: por un lado la simulación Montecarlo y por otro lado los algoritmos de transformación en normales equivalentes.

El procedimiento Montecarlo es una simulación artificial, que usa todas las variables involucradas en el problema. El principal problema de este método es la cantidad de simulaciones a realizar para el caso de pequeñas probabilidades de fallo (como es el caso normal de las estructuras). Los algoritmos de transformación determinan la combinación más probable de variables que produce el fallo y transforman la cola superior de las distribuciones en estos puntos a variables normales equivalentes. Así se pueden derivar expresiones similares a las (E.6) para cada una de las variables y por lo tanto obtener los *valores de diseño* directamente. Ambos métodos (transformación y Montecarlo) producen como resultado directo la probabilidad de fallo de la estructura, generalmente en valores del *índice* de fiabilidad pudiendo realizar una comparación directa con los valores nominales máximos permitidos.

### d) Metodología de nivel IV

El nivel IV de evaluación incluye la optimización económica de la estructura. El coste total de la estructura se puede obtener mediante la ecuación (E.7), donde  $C_i$  son los costes iniciales,  $C_m$  son los costes de mantenimiento,  $P_F$  es la probabilidad de fallo y  $C_D$  es el coste económico por el fallo. El producto de  $P_F$  por  $C_D$  se denomina *riesgo*, y es una función monótona decreciente debido al efecto de  $P_E$ . Por otro lado,  $C_i$  es una función monótona creciente ya que cuanto más segura sea la estructura más cara será su construcción. Por lo tanto, la suma de ambos términos incluyendo unos costes de mantenimiento que pueden considerarse como constantes, tendrá un mínimo. El diseño de la estructura en un punto cercano a este mínimo garantizará la optimización económica. (figura E.2).

$$C_T = C_i + C_m + P_F C_D \quad (E.7)$$



## 1.2 La seguridad de estructuras existentes

La principal diferencia entre la evaluación de estructuras existentes y el proyecto de estructuras nuevas es el nivel de información acerca de la estructura. La tabla E.4 muestra las principales diferencias entre ambos casos en cuanto al nivel de información y las fuentes disponibles.

**Tabla E.4.** Principales diferencias entre el proyecto y la evaluación de estructuras

	Proyecto	Evaluación
<b>Efecto de la acción</b>	Asumida Basada en normativa	Basada en normativa Especificaciones de la propiedad
<b>Efecto de las resistencias</b>	Definidas como requisitos de proyecto	Conocida (medible) Conocidas a través de ensayos <i>in situ</i> .

El procedimiento de diseño estructural es el empleo de la normativa existente para el proyecto de estructuras nuevas, tanto desde el punto de vista de las acciones como de las resistencias, en función del uso final de la estructura. En aquellos casos en los que la normativa no es aplicable se suelen realizar simplificaciones (generalmente del lado de la seguridad) o bien se rige por los requerimientos de la propiedad. Cuando se evalúa una estructura existente los efectos de las acciones, tales como las de peso propio o carga permanente pueden ser directamente estimadas de las medidas geométricas de los elementos. Para la sobrecarga la asunción de cargas similares a las propuestas por la normativa es práctica común aunque en algunos casos esté justificada la investigación sobre la sobrecarga necesaria en la evaluación. Finalmente,

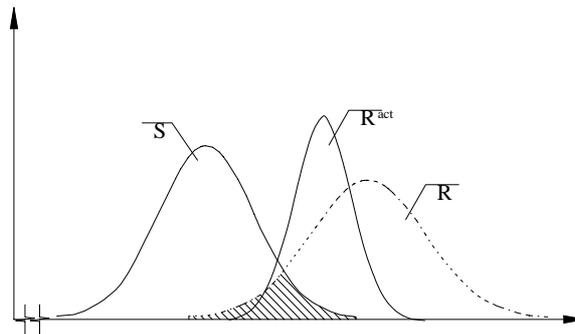
es la propiedad quién puede establecer un criterio para el establecimiento de las sobrecargas.

Por otro lado, la resistencia del elemento estructural, están prescritas como requerimientos mínimos en la fase de proyecto, mientras que en la fase de evaluación el empleo de ensayos *in situ* permite su obtención real.

### Influencia de la información en el nivel de seguridad

Una vez se ha mostrado que la información disponible en la fase de evaluación puede ser mucho mayor que en la fase de proyecto, vamos a ver cuál es la influencia de esta información en el nivel de seguridad global de la estructura.

Los coeficientes parciales que están presentes en la normativa, están basados en curvas de distribución que deben de ser lo suficientemente amplias como para abarcar todas las posibilidades que presente la norma específica. Así las distribuciones de **R** y **S** deben de ser lo suficientemente anchas para cubrir un extenso número de casos. Cuando la información se actualiza por medio de ensayos la dispersión de ambas curvas **R** y **S** se puede reducir en cierta medida (la técnica más común y económica es reducir la dispersión de **R** debido al gran coste de la reducción de la dispersión de **S**) y la probabilidad de fallo cambiará dependiendo de la relación entre **R** y **S**. Figura E.3.



Así la actualización de las variables producirá una actualización en la probabilidad de fallo y finalmente en la seguridad de la estructura.

### Modificación de los coeficientes parciales

Una vez se ha establecido un nivel crítico de la probabilidad de fallo que no puede ser superado (en general empleando la propia normativa de diseño con un proceso de *autocalibración*), los coeficientes parciales pueden ser modificados teniendo en cuenta la información disponible en la estructura.

Volviendo a la ecuación (E.2) que rige la comprobación para el estado límite en cuestión que estemos analizando, ésta debe de ser comprobada con *valores de diseño*. Estos valores se obtienen mediante el procedimiento de los coeficientes parciales (nivel I) como (E.8):

$$R_d = \frac{R_{nom}}{\gamma_R} \quad S_d = \gamma_S S_{nom} \quad (E.8)$$

Donde  $R_{nom}$  y  $S_{nom}$  son los valores nominales del efecto de la acción y la resistencia (generalmente estos valores nominales son valores característicos).

Cuando usamos los niveles II o III de evaluación, la ecuación (E.2) se verifica con *valores de diseño* también, que en este caso son (E.9).

$$\begin{aligned} R^* &= \mu_R - \alpha_R \beta S_R \\ S^* &= \mu_S - \alpha_S \beta S_S \end{aligned} \quad (E.9)$$

Donde  $\beta$  es el valor mínimo prescrito por la normativa para cada estado límite.

Así, la correlación directa entre los niveles I y II mediante las ecuaciones (E.8) y (E.9) conduce a (E.10) y (E.11) obteniendo finalmente los coeficientes parciales modificados.

$$R_d = \frac{R_{nom}}{\gamma_R} = \mu_R - \alpha_R \beta S_R \quad \gamma_R = \frac{R_{nom}}{\mu_R - \alpha_R \beta S_R} \quad (E.10)$$

$$S_d = \gamma_S S_{nom} = \mu_S - \alpha_S \beta S_S \quad \gamma_S = \frac{\mu_S - \alpha_S \beta S_S}{S_{nom}} \quad (E.11)$$

Y, si los valores nominales a emplear son valores característicos las ecuaciones (E.10) y (E.11) se pueden reescribir como (E.12) y (E.13).

$$\gamma_R = \frac{\mu_R - 1,6449 S_R}{\mu_R - \alpha_R \beta S_R} \quad (E.12)$$

$$\gamma_S = \frac{\mu_S - \alpha_S \beta S_S}{\mu_S + 1,6449 S_S} \quad (E.13)$$

### Aplicación práctica

Aunque el capítulo presente muestra un proceso racional para la obtención de los coeficientes parciales modificados en la evaluación de la estructura, por el momento, estos procedimientos de cálculo estadístico, no están totalmente desarrollados (al menos en la ingeniería civil, aunque su uso es común en el diseño mecánico o aeronáutico) como para realizar una calibración extensa de todos los parámetros. Así, existen numerosas recomendaciones en la bibliografía que pueden ser empleadas en el día a día. Sin embargo, después de un estudio de cada una de estas recomendaciones es necesario señalar los siguientes puntos:

#### 1. La filosofía detrás del proceso de evaluación

Cada recomendación para la evaluación (ya sea edificación o puentes) está basada en la normativa que regula el proyecto de estructuras nuevas. Así las fórmulas clásicas para flexión o compresión están basadas en principios físicos (equilibrio de fuerzas y deformaciones máximas) pero muchas otras están basadas en formulaciones empíricas (cortante, punzonamiento, fatiga, adherencia, etc.). La aplicación directa de los coeficientes parciales reducidos

puede no corresponder en muchos casos a lo que se desea si la normativa de diseño es completamente diferente.

## 2. El formato de seguridad

Aunque muchas de las normativas de diseño están basadas en el formato de seguridad del CEB (similar a la ecuación (E.3)). Sin embargo, existen numerosas excepciones que emplean otro tipo de formato de seguridad como el *National Building Code* de Canadá o el *Load and Resistance Factor Design (LRFD)* de Estados Unidos o la norma *DIN1045* para el proyecto de estructuras de hormigón en Alemania.

## 3. Las acciones

Como se ha mostrado anteriormente, la normativa deberá estar calibrada de acuerdo a una determinada probabilidad de fallo y por lo tanto, ambos factores acciones y resistencias deben ser coherentes entre sí. Así aunque pudiera resultar tentador el uso de toda la información disponible, es necesario proceder con el cuidado necesario a la hora de mezclar términos en la ecuación (E.1)

Finalmente la tabla siguiente muestra un resumen de la bibliografía disponible donde se pueden obtener coeficientes parciales reducidos para la evaluación de las estructuras.

<i>Titulo</i>	<i>Editor</i>	<i>País</i>	<b>Fecha</b>
<b>Assessing recommendations for bridges</b>	Ministry of transport	Alemania	1993
<i>Recommendations for load bearing capacity determination in steel structures for railways.</i>	UIC	---	1986
<i>Asses of concrete structures in buildings BD &amp; BA Documents, Design manual for road and bridges. Volume 3 Highway structures: Inspection and maintenance.</i>	ACI	USA	1999
<i>Design of Highway bridges CAN/CSA – S6- 88. Supplement n 1 – 1990. Existing bridge evaluation</i>	Highways Agency	UK	1992
		Canadá	1990

## ANEJO F. EVALUACIÓN ESTRUCTURAL

El presente anexo se ha estructurado en cuatro apartados principales. El primero de ellos describe los trabajos en los que se ha basado su desarrollo y en la base teórica en que se apoya. Los tres siguientes recogen información de carácter práctico, centrándose el apartado F.2 en los efectos de la corrosión sobre los materiales y los dos últimos (F.3 y F.4) en la aplicación de la Teoría de los Estados Límite Ultimo y de Servicio.

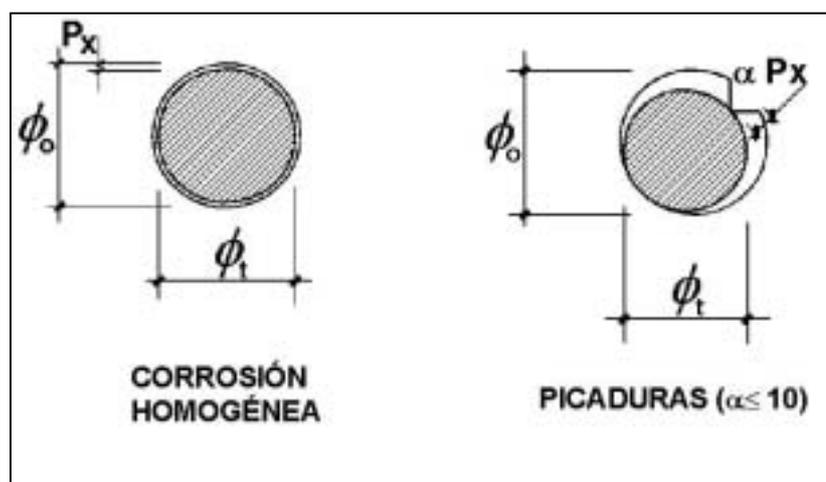
### F.1 Efectos de la corrosión en las estructuras

#### F.1.1. Armaduras

Dependiendo de las características del agresivo, la corrosión de las armaduras y su influencia en la sección transversal es muy diferente. Mientras la carbonatación del hormigón provoca una penetración de ataque homogénea, el ataque por cloruros produce ataques localizados conocidos como picaduras que llevan a una reducción significativa de la sección transversal. Una vez que se ha determinado la profundidad de ataque, es posible obtener el diámetro residual de la barra afectada, a partir de la siguiente expresión:

$$\phi = \phi_0 - \alpha P_x$$

siendo  $\alpha$  un coeficiente dependiente del tipo de ataque y  $P_x$  la penetración de ataque obtenida a partir de la intensidad de corrosión representativa y el tiempo. Para el caso de corrosión homogénea,  $\alpha$  toma el valor de 2, mientras que en el caso de corrosión por picaduras puede alcanzar el valor de 10.



**Figura F1.** Sección residual de armaduras

Como ejemplo, en la figura F2 se recoge la disminución de la sección transversal de las armaduras con diámetros de 6 y 20 mm y una intensidad de corrosión representativa  $I_{\text{corr}}^{\text{rep}} = 1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$  tanto en condiciones de corrosión homogénea como

picaduras. Mientras que la primera es despreciable en términos de reducción de sección para barras de elevado diámetro, la segunda tiene un efecto relevante al considerar las de menor diámetro.

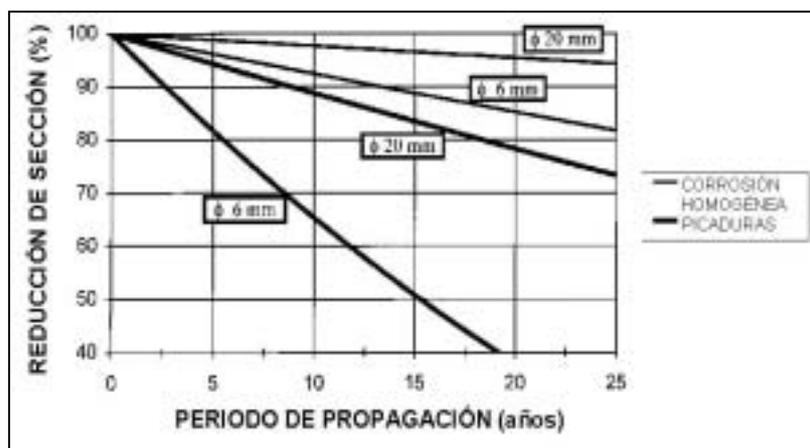


Figura F2. Reducción de sección transversal para  $I_{corr}^{rep} = 1 \mu A/cm^2$

### F.1.2. Propiedades mecánicas

La corrosión afecta igualmente a las propiedades mecánicas del acero. En diferentes ensayos acelerados<sup>f.2</sup> se comprobó una reducción significativa del alargamiento a máxima carga que llegó a alcanzar valores del 30 y 50 % en casos de reducción de sección del 15 y 28 % respectivamente.

Los valores del alargamiento a máxima carga permanecieron en general por encima del valor mínimo establecido en el Eurocódigo 2 para aceros de alta ductilidad<sup>f.3</sup> para los que se exige un valor característico mayor del 5 %.

Sin embargo, esta reducción puede afectar la capacidad de redistribución de momentos de estructuras corroídas. Por tanto, los valores de los límites de redistribución de los momentos flectores previstos en la EHE (Art. 21.4) deben considerarse con precaución.

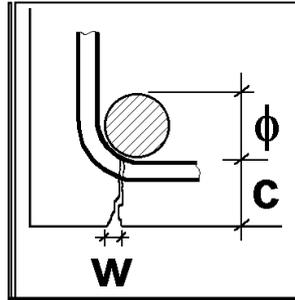
Se ha comprobado que existe una cierta tendencia a reducir el límite elástico y la carga unitaria de rotura del acero corroído. Sin embargo, si se realiza deben tenerse en cuenta las siguientes consideraciones:

- Es complejo estimar la sección residual real de las barras en la sección de fallo.
- Algunos autores<sup>f.4,f.5</sup> calcularon el límite elástico y la carga unitaria de rotura a partir de las secciones originales de las barras en vez de a partir de las reducidas<sup>f.2,f.6</sup>. De esta forma, el efecto del deterioro de la resistencia del acero no puede separarse del de la reducción de sección, y la mayor parte de la pérdida de resistencia viene dado por la disminución del área de las armaduras.

### F.1.3. Fisuración del recubrimiento

Los óxidos generados durante la corrosión de las armaduras provocan un estado tensional en el hormigón que las recubre que en la mayoría de los casos lleva a su fisuración. Estas fisuras provocan la pérdida de integridad del hormigón, afectando por

tanto su contribución a la capacidad portante de la estructura y a su apariencia externa.

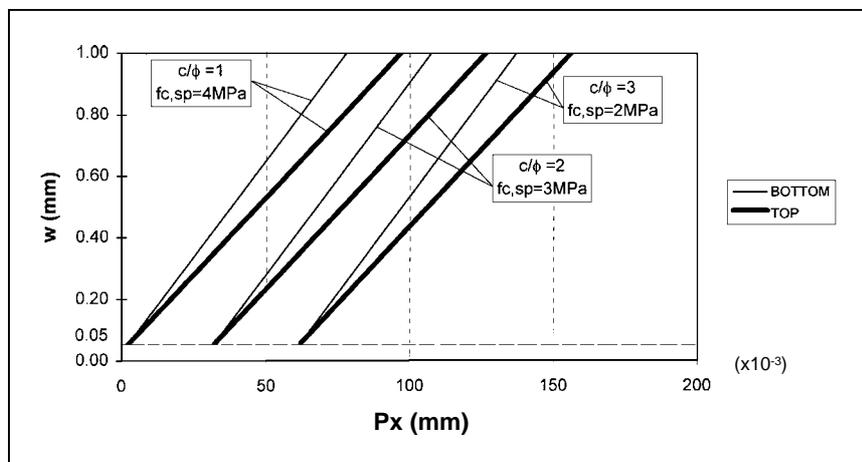


**Figura F3.** Fisuración

Se han llevado a cabo diferentes ensayos tanto acelerados como no acelerados para relacionar el nivel de corrosión con el inicio y desarrollo de fisuras en el hormigón<sup>f.7.f.10</sup>. El tiempo necesario para que comience la fisuración depende principalmente de la relación recubrimiento/diámetro de las barras y de la calidad del hormigón, siendo la porosidad el parámetro más relevante. Sin embargo, se ha incluido la resistencia a tracción del hormigón como la variable más apropiada para reflejar la calidad del hormigón ya que está relacionada con la porosidad y se dispuso de mayor información sobre la misma durante la experimentación realizada.

Además, la evolución del ancho de fisura depende principalmente de la posición de la barra (cara superior o inferior) y de la intensidad de corrosión  $I_{corr}^{rep}$ , aunque su influencia es despreciable para valores usuales (0.1-0.2 y 1-2  $\mu A/cm^2$ ).

En la figura F4 se representa el inicio y desarrollo de la fisuración para tres niveles de resistencia de tracción indirecta del hormigón (ensayo brasileño) y relaciones recubrimiento/diámetro. Una vez que el agresivo alcanza la barra, las fisuras aparecen en hormigones de alta calidad con ratios  $c/\phi$  bajos. Por el contrario, en el caso de hormigones de baja calidad con ratios  $c/\phi$  altos se necesitan penetraciones de ataque de 0.06 mm ya que los óxidos generados por la corrosión pueden difundirse a través del hormigón a través de su red de poros.



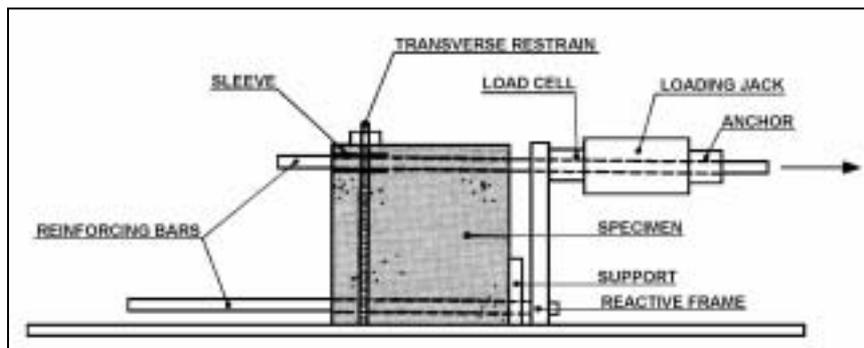
**Figura F4.** Fisuración vs. Penetración de ataque

Durante los trabajos de investigación realizados no se alcanzó el spalling del hormigón a pesar de que se produjo fisuración de importancia en algunos de los elementos, que fueron corroídos estando descargados. Sin embargo, la interacción entre la aplicación de cargas y la corrosión de la armadura puede provocar el desprendimiento del recubrimiento tal y como se comprobó en otros ensayos realizados con vigas y soportes.

#### F.1.4. Adherencia

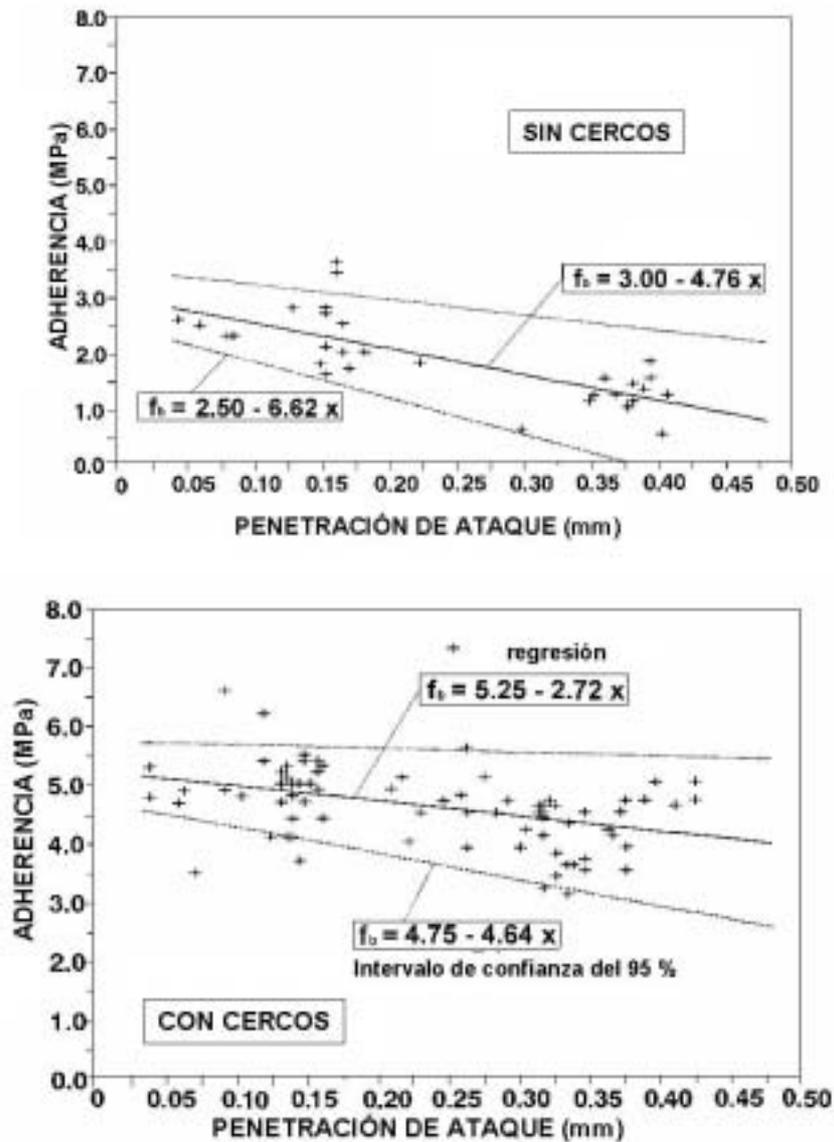
La adherencia entre las armaduras y el hormigón es la causa del anclaje en los extremos de las barras y la acción compuesta de los elementos de hormigón armado. Sin embargo, las corrosión reduce la adherencia a causa de la pérdida de confinamiento de la armadura debido a la fisuración del hormigón y la corrosión de los cercos. Como consecuencia, puede producirse el fallo del anclaje y la pérdida de la acción compuesta.

Se ha realizado un trabajo de investigación <sup>f.11.f.14</sup> para establecer la relación entre la corrosión y el deterioro de adherencia, El trabajo experimental se basó principalmente en ensayos con probetas cúbicas armadas con una barra en cada esquina, con y sin cercos para reproducir una viga sometida a un esfuerzo cortante constante (ver figura F.5). Estos ensayos permitieron obtener valores realistas de la adherencia que pueden aplicarse tanto para el proyecto como para la evaluación de estructuras. Se comprobó que ni la calidad del hormigón ni la relación  $c/\phi$  son relevantes para la adherencia si el hormigón está fisurado por corrosión.



**Figura F5.** Esquema de ensayo de adherencia

La figura F6 muestra los resultados de pérdida de adherencia en función de la penetración de ataque correspondientes a armaduras corroídas en dos tipos de probetas con y sin cercos. La cuantía de cercos fue variable en el primer tipo de probetas, si bien fueron siempre superiores a la cuantía mínima especificada en el Eurocódigo 2 ( $\rho > 0.25$ ) para la zona del anclaje de las armaduras. En este caso sólo se corroyeron las armaduras principales, no los cercos. La figura F6 también el análisis de regresión de los resultados, representándose la recta de regresión y las correspondientes a un intervalo de confianza del 95 %.

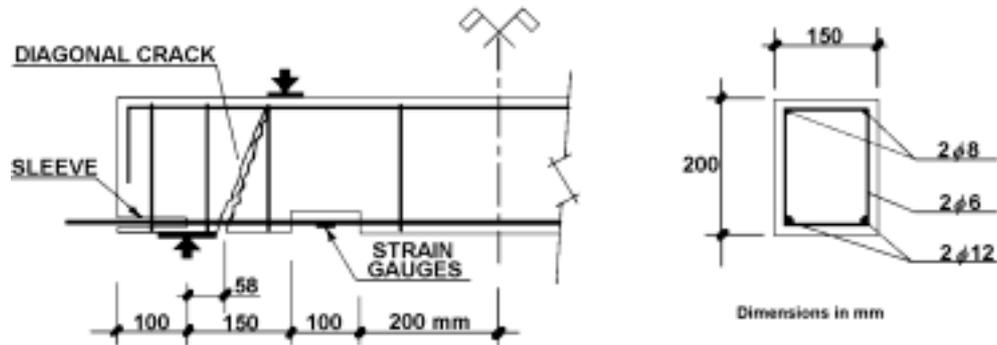


**Figura F6.** Adherencia y penetración de ataque

A la hora de evaluar estructuras deterioradas, se recomienda emplear las expresiones para el límite inferior del intervalo de confianza del 95 %, tanto en el caso de cuantías de cercos superiores al mínimo especificado en el Eurocódigo como cuando no hay cercos. Aunque los valores experimentales de la penetración de ataque variaron entre 0.04 y 0.5 mm, parece posible extrapolar los resultados obtenidos hasta 1.0 mm.

Si la sección inicial de los cercos en la zona de anclaje fuese menor que la mínima, o si siendo inicialmente mayor se hubiera reducido debido a la corrosión hasta valores inferiores a dicho mínimo, entonces la adherencia residual se correspondería con valores intermedios a los obtenidos experimentalmente. Para cubrir estos casos se puso a punto una expresión a partir de los límites del estudio estadístico realizado, que al igual que el resto de la formulación se incluyen en el apartado F.2.3. del presente anexo.

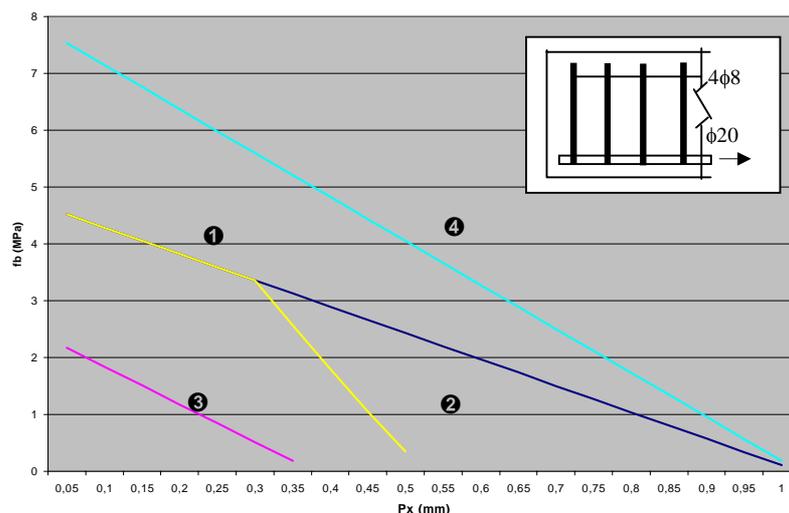
Es bien sabido que la existencia de presiones externas favorece la adherencia, tal y como ocurre en las zonas de apoyo. Este efecto positivo se tiene en cuenta en el Eurocódigo 2 cuando se calculan los esfuerzos último en barras corrugadas sin deterioro. Para caracterizar este fenómeno, se realizaron una serie de ensayos con vigas diseñadas para fallar por pérdida de anclaje de las barras traccionadas (figura F.7) y se obtuvo una expresión empírica que se incluye en el apartado F.2.3.



**Figura F7.** Detalles de la viga y su fallo

La figura F8 representa la aplicación de las expresiones desarrolladas para el caso de una barra de 20 mm sin cercos (curva 3) o con cuatro cercos de 8 mm en la longitud de anclaje:

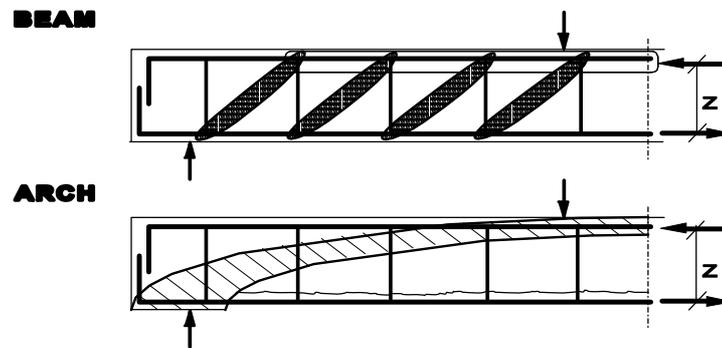
- Curva 1 : adherencia en zona de anclaje armada con cercon con corrosión homogénea
- Curva 2 : adherencia en zona de anclaje armada con cercon con corrosión por picaduras
- Curva 3 : adherencia en zona de anclaje sin cercos
- Curva 4 : adherencia en zona de apoyos de las vigas contando con una presión externa de 5 MPa.



**Figura F8.** Adherencia residual y penetración de ataque

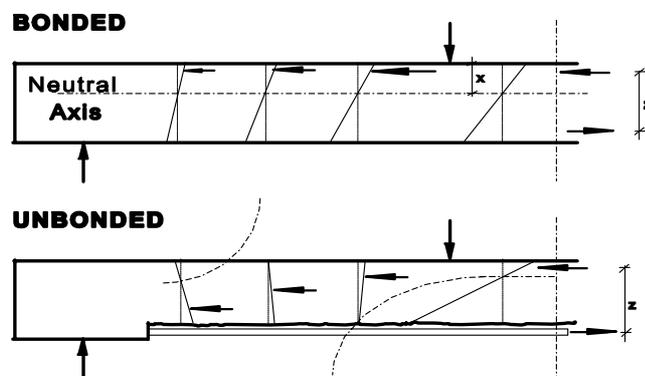
## Efecto compuesto

Una cuestión que se encuentra normalmente sometida a debate es, suponiendo que las barras están adecuadamente ancladas en las zonas de apoyos, si la pérdida del efecto compuesto afecta de forma significativa al comportamiento del elemento de hormigón con barras corroídas (efecto viga frente a efecto arco) (ver figura F9)



*Figura F9. Modelo viga y modelo arco*

De acuerdo a los estudios realizados por Cairns<sup>f.15</sup> sobre vigas sanas armadas con barras no adheridas son tres los principales aspectos que reflejan la pérdida del efecto compuesto en vigas con cuantías de armadura traccionada superiores a 1.5-2 % sometidas a cortante: a) reducción de la capacidad portante; b) reducción de la ductilidad; c) incremento de las deformaciones de compresión en el hormigón en zonas de momento constante (ver figura F10)



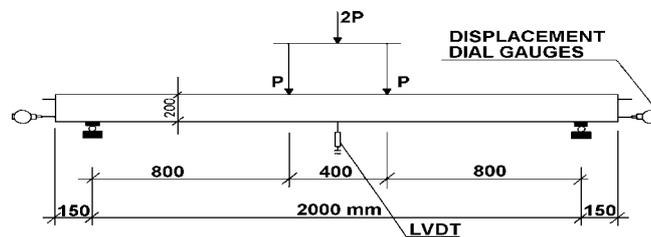
*Figura F10. Deformaciones en vigas de hormigón con armadura adherente y no adherente*

Aunque los dos primeros efectos fueron evidentes en los ensayos realizados con vigas corroídas<sup>f.21</sup>, no se pudo observar el tercero. Por otra parte, la mayoría de las vigas ensayadas con cuantías elevadas de armadura traccionada sufrieron un aplastamiento prematuro del hormigón con deformaciones inferiores a 0.0035. Por tanto, puede afirmarse que la pérdida de efecto compuesto - si ésta se produjo- no tuvo una influencia relevante en el comportamiento de las vigas con armaduras corroídas. La reducción de la capacidad portante y de la ductilidad puede explicarse teniendo en cuenta la reducción de la sección de acero y la fisuración del recubrimiento.

Por otra parte, distintos estudios realizados por Almusallam muestran que en losas con la armadura traccionada corroída y sin armadura transversal, la pérdida de adherencia debe tenerse en cuenta a la hora de calcular la capacidad portante del elemento. Un ejemplo puede ser el de un ataque selectivo que únicamente afecte a la parte inferior de una losa.

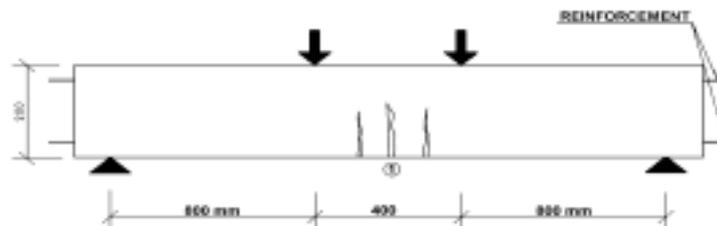
### F.1.5. Estimación del momento último

Se ha realizado un amplio trabajo para evaluar la capacidad portante (o resistente) residual y el comportamiento en servicio de vigas corroídas<sup>f.16,f.18,f.19,f.21,f.27</sup>. Se ensayaron treinta vigas de 2300x200x150 mm - ver figura F11- con armaduras corroídas hasta 600  $\mu\text{m}$  y con picaduras severas en algunos casos.

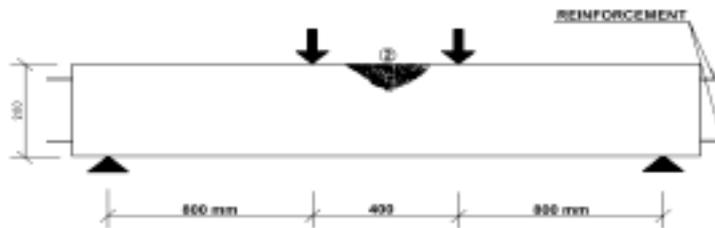


**Figura F11.** Detalle de las vigas y ensayos de carga

Las vigas con baja cuantía de armadura traccionada (0.5 %) fallaron por el acero con importante fisuración del hormigón en la zona traccionada y manteniendo un comportamiento dúctil en la mayoría de los casos<sup>f.21</sup> -ver figura F12- Por el contrario, aquellas vigas con alta cuantía de armadura traccionada (1.5 %) y de cortante (cercos  $\phi 6$  cada 85 mm) fallaron por aplastamiento del hormigón en la zona comprimida con pandeo de la armadura a compresión (figura F13). Este fallo se vio favorecido por el deterioro del hormigón que rodeaba la armadura comprimida y además sucedió con una reducción significativa de la ductilidad.



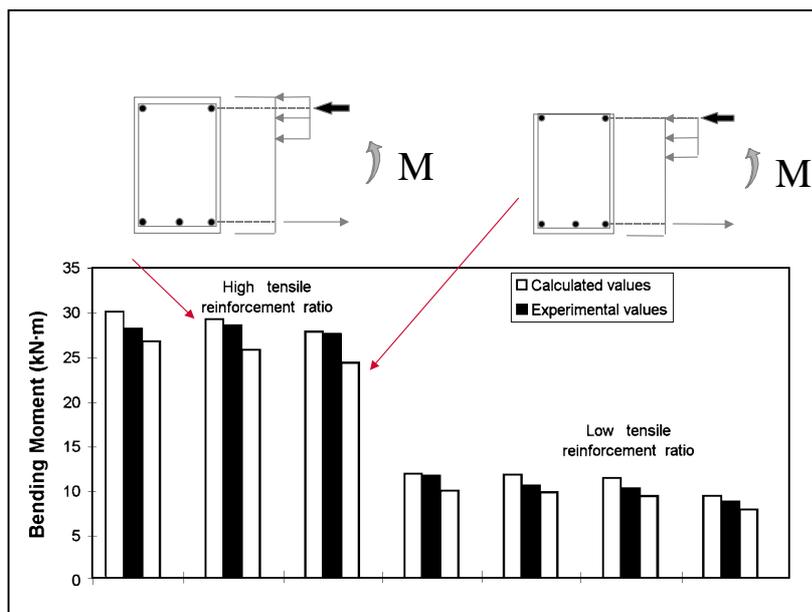
**Figura F12.** Tipo de fallo en vigas con baja cuantía de armadura traccionada



**Figura F13.** Tipo de fallo en vigas con alta cuantía de armadura traccionada

La figura F14 muestra los valores obtenidos en los ensayos de los momentos flectores máximos para vigas tanto con alta como baja cuantía de armadura traccionada. También se incluyen las estimaciones de valores calculadas mediante el Eurocódigo 2 y teniendo en cuenta la sección residual de las armaduras y la sección de hormigón entera (valor mayor) y la sección deteriorada sin considerar la contribución del recubrimiento (menor valor).

Así puede predecirse un valor conservador del momento último a partir de modelos de hormigón convencionales -normalmente aplicados en secciones no deterioradas- y considerando los efectos de la corrosión en las armaduras y en la sección de hormigón, no considerando en esta última el recubrimiento de la capa comprimida.



**Figura F14.** Momento último en vigas con armadura corroída

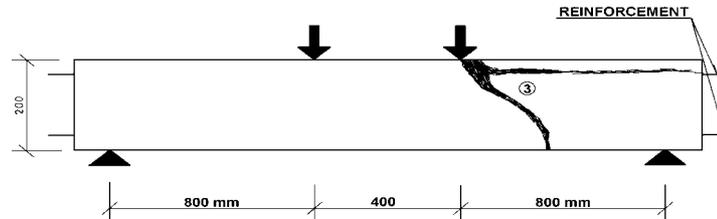
### F.1.6. Estimación del cortante último

Las vigas con alta cuantía de armadura traccionada pero con cuantía normal de armadura transversal están normalmente diseñadas para fallar a momento. Sin embargo, la corrosión afecta al tipo de fallo y la mayoría de las vigas ensayadas fallaron a cortante<sup>f.16, f.17, f.18</sup>. Las causas de este comportamiento fueron:

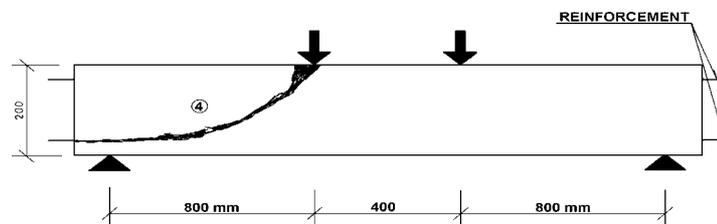
- La presencia de picaduras en los cercos

- b) El desprendimiento del recubrimiento de hormigón de la cara comprimida provocada por la corrosión de las barras comprimidas y los cercos junto con las tensiones rasantes debidas al cortante.
- c) El desprendimiento del recubrimiento lateral debido a la corrosión de los cercos.

Las figuras F15 y F16 muestran el tipo de fallo que se produjo en los ensayos debidos a cortante o cortante junto con adherencia.

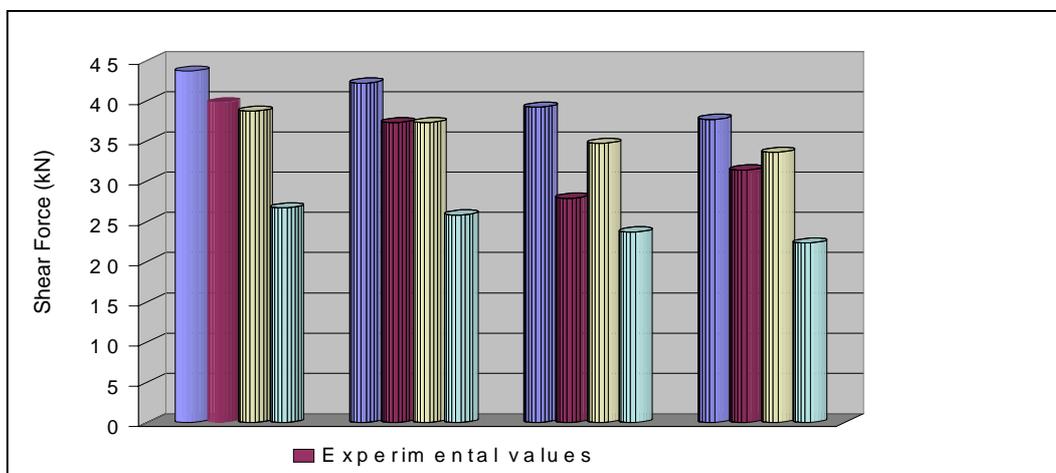


**Figura F15.** Fallo a cortante



**Figura F16.** Fallo por cortante y adherencia

La figura F17 muestra los valores máximos de esfuerzos cortantes obtenidos en los ensayos de vigas tanto con alta cuantía de armadura traccionada (1.5 %) y cercos  $\phi 6$  cada 170 mm. También se incluyen las estimaciones de valores calculadas mediante el Eurocódigo 2 y teniendo en cuenta la sección residual de las armaduras y tanto la sección de hormigón entera (valor mayor) como la sección deteriorada sin considerar la contribución del recubrimiento en cara comprimida (valor intermedio) y la sección deteriorada sin considerar la contribución del recubrimiento en cara comprimida y caras laterales (valor menor).



**Figura F17.** Cortantes últimos en vigas con armaduras corroídas

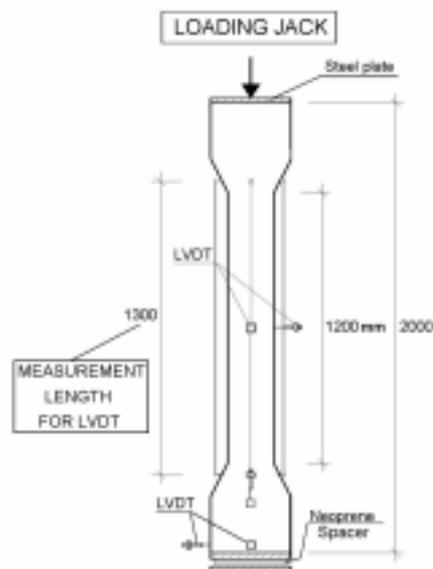
Así puede predecirse un valor conservador del cortante último a partir de modelos de hormigón convencionales -normalmente aplicados en secciones no deterioradas- y considerando los efectos de la corrosión en las armaduras y en la sección de hormigón sin contar con el recubrimiento en cara comprimida y en las caras laterales.

### F.1.7. Estimación del axil último/momento

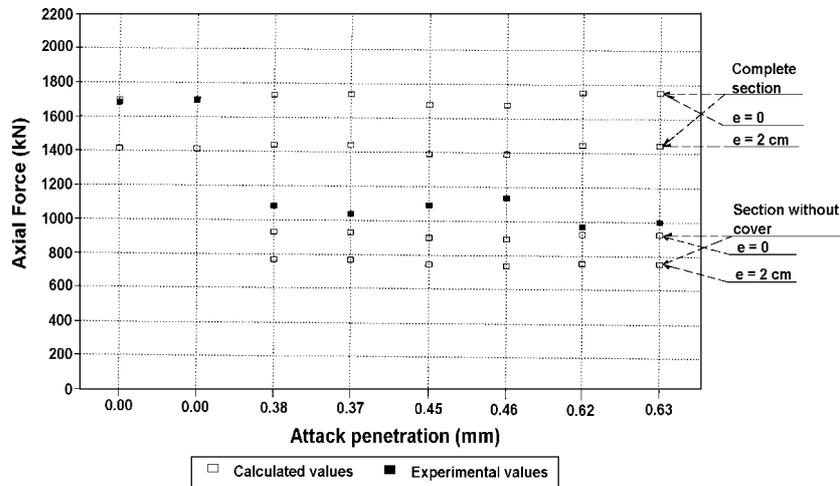
Para establecer la relación entre el nivel de corrosión y el comportamiento estructural de soportes deteriorados se llevó a cabo un estudio con 24 soportes de 2000x200x200 mm. Se ensayaron con diferentes niveles de corrosión y distintos detalles de armado f.17, f.20 . Los extremos de los soportes se diseñaron para que no fallaran durante el ensayo de carga.

Aunque los soportes se cargaron en el eje, se detectaron algunas excentricidades durante en ensayo de carga debidas a las condiciones en las que se realizó, las imperfecciones geométricas de los elementos y la corrosión. El fallo se inició generalmente con la fisuración y desprendimiento del recubrimiento y la rotura de uno o más cercos que se vieron afectados severamente por picaduras y provocaron el pandeo de las armaduras longitudinales.

Hay tres aspectos que parecen afectar el comportamiento de soportes corroídos: el deterioro de la sección de hormigón, el incremento de la excentricidad debido al deterioro asimétrico del recubrimiento y la reducción de la resistencia de las armaduras por pandeo prematuro. La figura F20 muestra los valores experimentales obtenidos en los soportes ensayados. Muestra igualmente los valores calculados mediante modelos convencionales pero considerando la sección de armaduras reducida, la sección completa o reducida del hormigón (sin el recubrimiento en las cuatro caras) y dos valores de excentricidad : 0 y 20 mm.



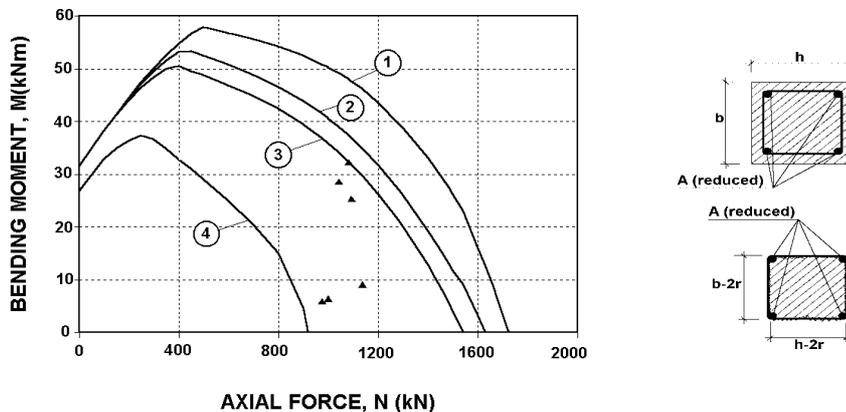
**Figura F19.** Ensayos de carga en soportes



**Figura F20.** Valores de axiles en los soportes ensayados

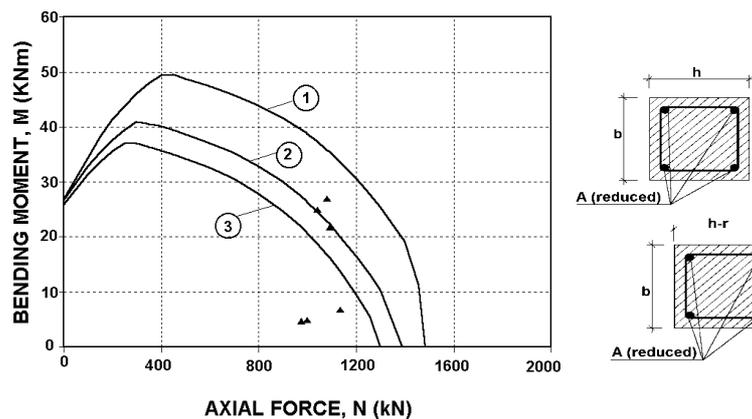
La figura F21 representa las cargas máximas obtenidas en los ensayos con sus correspondientes momentos deducidos a partir de las excentricidades. Al producirse durante los ensayos excentricidades en dos ejes, los valores de los momentos se obtuvieron aplicando un método simplificado que reduce la excentricidad biaxial a una equivalente en un eje (EHE, Anejo 8, apartado 6)

La figura F21 muestra también las curvas correspondientes a diferentes pares de axil último-momento último. Mientras las curvas 1,2 y 3 se obtuvieron a partir de la sección no deteriorada, la cuarta se determinó con la pérdida del recubrimiento en las cuatro caras. Finalmente, las curvas 2 y 3 se calcularon suponiendo el fallo por corrosión de dos o tres cercos consecutivos y por tanto, la tensión de las barras de compresión se redujo para tomar en consideración el pandeo prematuro de las armaduras verticales<sup>f.20</sup>. Los valores experimentales obtenidos se encuentran entre las curvas correspondientes a las secciones deterioradas y no deterioradas.



**Figura F21.** Valores experimentales y calculados de  $(N_u, M_u)$

El desprendimiento del recubrimiento empezó durante los ensayos en uno de los lados del soporte. Por tanto, la figura F22 representa las curvas para diferentes pares  $(N_u, M_u)$  para una sección sin el recubrimiento en una cara. Mientras la curva 1 no tiene en cuenta el pandeo de las armaduras, las curva 2 y 3 consideran el fallo de dos o tres cercos consecutivos y por tanto, se redujo la tensión de compresión (figura F21). La figura F22 refleja que algunos valores experimentales pueden predecirse cuando se considera este tipo de sección deteriorada junto con el pandeo prematuro de las armaduras principales.



**Figura F22.** Valores experimentales y calculados de  $(N_u, M_u)$

## F.2 Evaluación de los efectos principales de la corrosión

### F.2.1. Armaduras

La penetración de ataque puede obtenerse mediante la siguiente expresión:

$$P_x = 0.0115 I_{\text{corr}}^{\text{rep}} t \quad [\text{f.1}]$$

$I_{\text{corr}}^{\text{rep}}$  es el valor representativo de la intensidad de corrosión durante el periodo  $t$ , en  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$  tal y como se indica en el Anexo C.

$t$  es el tiempo transcurrido desde que el agresivo alcanzó la armadura (periodo de propagación) en años.

Una vez que se ha determinado la profundidad de ataque  $P_x$ , es posible obtener el diámetro residual de la barra afectada a partir de la siguiente expresión:

$$\phi_t = \phi_0 - \alpha P_x \quad [\text{f.2}]$$

donde

$\phi_t$  es el diámetro residual en el instante  $t$ , en mm  
 $\phi_0$  es el diámetro nominal en mm

- $\alpha$  es igual a 2 (carbonatación) y 10 cuando hay picaduras (contaminación por cloruros)<sup>f.1</sup>.
- $P_x$  valor medio de la penetración de ataque (disminución del radio de la barra), en mm.

Al aplicar la expresión [f.2] para el caso de ataque por cloruros, no se tiene en cuenta la pérdida homogénea de recubrimiento que se produce al mismo tiempo ya que puede considerarse despreciable frente a la provocada por las picaduras.

El diámetro residual obtenido correspondiente al estado actual de la estructura debiera ser contrastado con medias geométricas para calibrar los valores calculados a partir de la  $I_{corr}^{rep}$  y el tiempo  $t$ .

Los valores de  $\alpha$  corresponden al caso de una sola barra. Sin embargo, estos valores máximos pueden reducirse cuando se necesita determinar la disminución del diámetro de varias barras (más de 3) en la misma sección salvo que se haya producido una significativa reducción de la adherencia.

Ha de tenerse en cuenta que es necesario limitar la redistribución de momentos a partir de las gráficas obtenidas en cálculo elástico debido a la pérdida de ductilidad en estructuras con armaduras corroídas.

### F.2.2. Fisuración del hormigón

La expresión desarrollada a partir de resultados experimentales para evaluar las condiciones de fisuración en estructuras corroídas<sup>f.8</sup> y que proporciona el valor característico del ancho de fisura es la siguiente:

$$w = 0.05 + \beta [P_x - P_{x0}] [w \leq 1.0 \text{ mm}] \quad [f.3]$$

donde  $w$  es el ancho de fisura estimado en mm,  $P_x$  es la penetración de ataque (disminución del radio de la barra) en mm,  $P_{x0}$  es la penetración de ataque correspondiente al inicio de la fisuración y  $\beta$  es un coeficiente que depende de la posición de la barra [ $\beta = 10$  para superiores y  $12.5$  para inferiores]. La penetración de ataque  $P_{x0}$  necesaria para el inicio de la fisuración puede estimarse a partir de la siguiente expresión:

$$P_{x0} = (83.8 + 7.4 c/\phi - 22.6 f_{ci}) \cdot 10^{-3} [P_{x0} \geq 0] \quad [f.4]$$

donde  $P_{x0}$  es a penetración de ataque en mm,  $c/\phi$  es la relación recubrimiento/diámetro y  $f_{ci}$  es la resistencia a tracción indirecta del hormigón en MPa (ensayo brasileño), que puede obtenerse a partir de las siguientes expresiones :

$$f_{ct} = 0.3 f_{ck}^{2/3} \quad f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2 \quad [f.5]$$

$$f_{ci} = f_{ct}/0.9 = 0.333 f_{ck}^{2/3} \quad [f.6]$$

### F.2.3. Adherencia

La formulación desarrollada para determinar la influencia de la penetración de ataque en la pérdida de adherencia son las siguientes:

$$\text{Si } \rho > 0.25 \quad f_b = 4.75 - 4.64 P_x \quad [\text{f.7}]$$

$$\text{Si } \rho < 0.25 \quad f_b = 10.04 + [-6.62 + 1.98 (\rho/0.25)] [1.14 + P_x] \quad [\text{f.8}]$$

$$\rho = n [(\phi_w - \alpha P_{xw}) / \phi]^2$$

siendo

$P_x$	penetración de ataque medio en las barras principales, en mm.
$P_{xw}$	penetración de ataque medio en cercos, en mm.
$\phi$	diámetro de las barras principales, en mm.
$\phi_w$	diámetro de los cercos, en mm.
$\alpha$	2 (corrosión en cercos por carbonatación) $\leq 10$ (corrosión en cercos por cloruros)
$n$	número de cercos en la longitud de anclaje

Si no hay cercos, la adherencia residual puede estimarse mediante la siguiente expresión:

$$f_b = 2.50 - 6.62 P_x \quad [\text{f.9}]$$

En el caso de evaluar la adherencia en zonas de apoyos en los que se cuenta con una presión externa, la expresión a aplicar será la siguiente:

$$f_b = (4.75 - 4.64 P_x) / (1 - 0.08p) \quad [\text{f.10}]$$

donde  $p$  es la presión externa en MPa.

Estas expresiones son válidas para el caso de barras corrugadas. En el caso de evaluar estructuras con barras lisas, el criterio que se propone es la reducción de la adherencia obtenida de acuerdo con el Eurocódigo 2. En él se establece un ratio entre barras lisas y corrugadas de 1/2.25, por lo que para barras lisas ancladas fuera de zonas de soportes, la adherencia residual puede calcularse mediante:

$$\text{Si } \rho > 0.25 \quad f_b = (4.75 - 4.64 P_x) / 2.25 \quad [\text{f.11}]$$

$$\text{Si } \rho < 0.25 \quad f_b = (10.04 + [-6.62 + 1.98 (\rho/0.25)] [1.14 + P_x]) / 2.25 \quad [\text{f.12}]$$

$$\text{Si no hay cercos,} \quad f_b = (2.50 - 6.62 P_x) / 2.25 \quad [\text{f.13}]$$

$$\text{Si hay presión externa,} \quad f_b = (4.75 - 4.64 P_x) / (2.25(1 - 0.08p)) \quad [\text{f.14}]$$

### F3 Evaluación de los estados límite últimos

#### F.3.1. Estado límite último de adherencia

- La comprobación del estado límite último de adherencia para la zona de anclaje se realizará aplicando las expresiones incluidas en el apartado F.2.3. del presente anexo.
- La verificación de la adherencia en zonas intermedias se realizará siguiendo el siguiente criterio:

La tensión de adherencia entre las barras y el hormigón que las rodea debida a la adherencia puede estimarse mediante la siguiente expresión:

$$V_d / 0.9 d n' \pi \phi \quad [f.15]$$

donde:  $V_d$  es el cortante  
 $d$  canto útil (o el canto útil reducido)  
 $n'$  No. de barras traccionadas con diámetro  $\phi$

La adherencia residual puede estimarse mediante las ecuaciones [f.7], [f.8], [f.9],[ f.10], [f.11], [f.12] y [f.13] donde

$$\rho = 200 [(\phi_w - \alpha P_{xw}) / \phi]^2 / s \quad [f.16]$$

y  $s$  es la separación de la armadura transversal en mm.

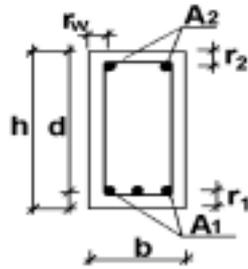
Cuando la tensión de adherencia es mayor que el valor obtenido a través de [f.7], [f.8], [f.9], [f.10], [f.11], [f.12] y [f.13], el efecto compuesto se ha perdido provocando una cierta reducción de la carga última y un aumento de las deformaciones (efecto arco). Por el contrario, el fallo a cortante se produce muy raramente en la zona de la vida donde se ha perdido la adherencia, ya que la las cargas verticales se equilibran con la componente vertical de la biela comprimida inclinada<sup>f.15</sup>.

#### F.3.2. Momento último

La estimación del momento último puede realizarse mediante la EHE (Art. 42), pero incluyendo algunas modificaciones que dependen de los siguientes parámetros:

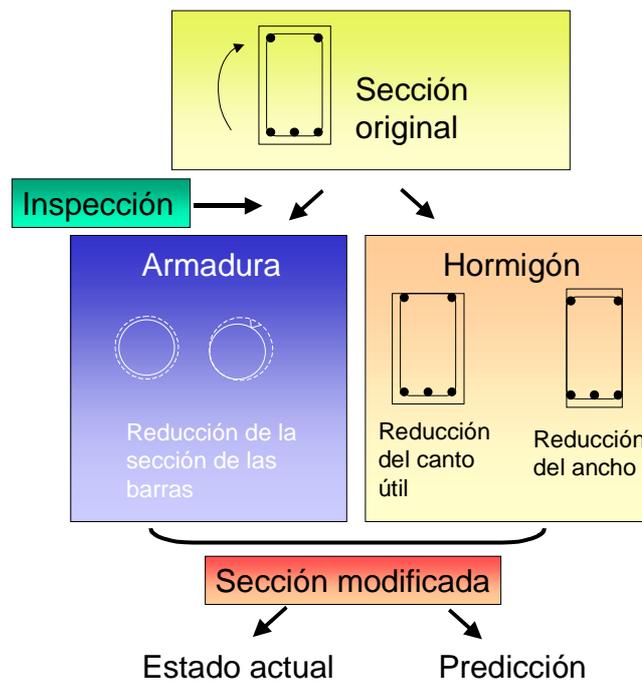
- Penetración de ataque en las barras traccionadas  $P_{x1}$
- Penetración de ataque en las barras comprimidas  $P_{x2}$
- Penetración de ataque en los cercos  $P_{xw}$
- Cuantía de armadura traccionada  $\rho_1$
- Cuantía de armadura comprimida  $\rho_2$
- $A_\alpha$  : sección transversal de armadura a cortante por unidad de longitud de viga
- Condiciones de anclaje de las armaduras traccionadas

$\rho_1 = A_1 / (b d)$  Cuantía de armadura traccionada  
 $\rho_2 = A_2 / (b d)$  Cuantía de armadura comprimida  
 $s$  Separación de cercos



**Figura F23** Notación seguida

Tal y como se indica en la figura F24, la geometría de la sección para la que se va a realizar el cálculo del momento último será la original con las modificaciones oportunas tanto para el acero como para el hormigón.



**Figura F24** Estimación del momento último

Dichas modificaciones serán las siguientes:

### Armadura

Se considerará la reducción de la sección de las armaduras obtenida a partir de la penetración de ataque tal y como se indica en el apartado F.2.1. del presente anexo.

## Hormigón

### Predicción/evaluación del estado futuro :

#### Vigas

a) Reducción del canto útil  $d-r_2$  en vez de  $d$ , si:

- Rotura dúctil:  $\rho_1 < 1.0 \%$

$$\rho_2 < 0.5 \% \text{ y } (P_{x2} \text{ o } P_{xw}) > 0.4 \text{ mm}$$

$$\rho_2 > 0.5 \% \text{ y } (P_{x2} \text{ o } P_{xw}) > 0.2 \text{ mm}$$

(riesgo de desprendimiento provocado por la corrosión de la armadura de compresión y la armadura transversal)

- Rotura frágil:  $\rho_1 > 1.5 \%$

$$\rho_2 > 0.5 \% \text{ y } (P_{x2} \text{ o } P_{xw}) > 0.2 \text{ mm}$$

(riesgo de desprendimiento provocado por la corrosión de la armadura de compresión y la armadura transversal)

$$\rho_2 > 0.5\%, A_\alpha > 0.0018b \text{ y } (P_{x2} \text{ o } P_{xw}) > 0.1 \text{ mm}$$

(riesgo de desprendimiento provocado por las tensiones tangenciales y la corrosión de la armadura comprimida).

b) Ancho reducido  $b-2r_w$  en vez de  $b$  si:

$$\rho_1 > 1.5 \%, A_\alpha > 0.0036 b \text{ y } (P_{x2} \text{ o } P_{xw}) > 0.2 \text{ mm}$$

(riesgo de desprendimiento provocado por las tensiones tangenciales y la corrosión de la armadura comprimida).

Para valores intermedios de  $\rho_1$ , deben considerarse los datos de geometría comprendidos entre los sugeridos anteriormente.

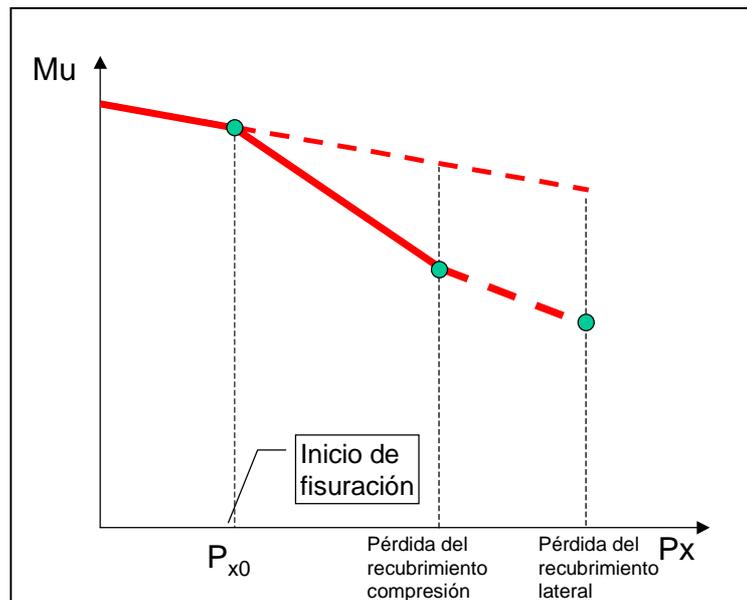
Cuando se lleva a cabo la prognosis, debe tenerse en cuenta la evolución de la fisuración del recubrimiento y su desprendimiento. El inicio de la pérdida de recubrimiento puede considerarse cuando la penetración de ataque en las barras comprimidas  $P_{x2}$  alcanza el valor necesario para el inicio de la fisuración  $P_{x0}$ , tal y como se ha explicado en el punto F.2.2:

$$P_{x0} = (83.8 + 7.4 c/\phi - 22.6 f_{c,sp}) \cdot 10^{-3} [P_{x0} \geq 0] \quad [f.4]$$

Una vez que se ha alcanzado este valor, no se conoce con exactitud la evolución de la capacidad portante hasta que se produce el desprendimiento del recubrimiento. Puede asumirse una interpolación lineal entre estos dos instantes, de forma que puedan cubrirse todos los casos intermedios<sup>1</sup> comprendidos entre el inicio de la fisuración y el desprendimiento del recubrimiento. El mismo criterio se ha adoptado entre el desprendimiento del recubrimiento comprimido y el recubrimiento lateral.

---

<sup>1</sup> No se han realizado ensayos de laboratorio referentes a la evolución de la capacidad portante



**Figura F25.** Evolución del momento último

### Losas macizas

Cuando se evalúa este tipo de elementos, no tiene sentido considerar la reducción del ancho a la hora de determinar el momento último resistido. Las losas macizas siempre presentan rotura dúctil debido a su cuantía pequeña de armadura longitudinal traccionada, por lo que el canto útil deberá reducirse a  $d-r_2$  si

$$\rho_2 < 0.5 \% \text{ y } P_{x2} > 0.4 \text{ mm}$$

$$\rho_2 > 0.5 \% \text{ y } P_{x2} > 0.2 \text{ mm}$$

Las losas se evaluarán como vigas o como losas macizas dependiendo de criterios ingenieriles.

### Evaluación del estado actual

La reducción del canto útil y del ancho de la sección pueden considerarse siguiendo los mismos criterios que para la predicción del estado futuro. Sin embargo, deben considerarse también los resultados de la inspección de la estructura (desprendimiento del recubrimiento, fisuración, etc.)

### F.3.3. Cortante último

Los resultados experimentales en los que está basado este manual se comprobaron aplicando el método aditivo de la antigua instrucción española (EH91, Art. 39.1.3), obteniéndose resultados suficientemente precisos. Alternativamente, y para elementos poco corroídos, la estimación del cortante último puede realizarse mediante la EHE (Art. 44).

En ambos casos, deben incluirse algunas modificaciones para considerar los efectos de la corrosión sobre la geometría de la sección y sobre las propiedades mecánicas. La consideración de estos efectos dependen de los siguientes parámetros:

- Penetración de ataque en las barras traccionadas  $P_{x1}$
- Penetración de ataque en las barras comprimidas  $P_{x2}$
- Penetración de ataque en los cercos  $P_{xw}$
- Cuantía de armadura traccionada  $\rho_1$
- Cuantía de armadura comprimida  $\rho_2$
- Separación de armadura a cortante  $s$
- $A_\alpha$  : sección transversal de armadura a cortante por unidad de viga

Atendiendo a la aplicación del **método estándar** de la EH91, la formulación a aplicar será la siguiente:

- El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se obtendrá de la siguiente expresión,

$$V_{u1} = 0.30 f_{cd} (1 + \cot g\alpha) b \cdot d \quad [f.17]$$

- El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma será,

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su} \quad [f.18]$$

$$V_{su} = \sum A_\alpha f_{y\alpha,d} 0,9 d (\sin \alpha + \cos \alpha) \quad [f.19]$$

$$V_{cu} = 0,5 \sqrt{f_{cd}} b_w d \quad [f.20]$$

En el caso de **elementos poco corroídos**, de acuerdo con la EHE, la formulación a considerar será la siguiente:

- El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se obtendrá de la siguiente expresión,

$$V_{u1} = k f_{1cd} b_0 d \frac{\cot g\theta + \cot g\alpha}{1 + \cot g^2\theta} \quad [f.21]$$

En estructuras de hormigón armado en edificación puede tomarse  $k=1$ .

- El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma será,

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su} \quad [f.22]$$

$$V_{su} = z \sin \alpha (\cot g\alpha + \cot g\theta) \sum A_\alpha f_{y\alpha,d} \quad [f.23]$$

$$V_{cu} = [ 0,10\xi(100\rho_1 f_{ck})^{1/3} - 0,15\sigma'_{cd} ] b_0 d \beta \quad [f.24]$$

En estructuras de hormigón armado con  $\theta = 45^\circ$ , puede adoptarse un valor  $\beta = 1$ .

Para el caso de piezas sin armadura de cortante (losas),

$$V_{u2} = [ 0,12\xi(100\rho_1 f_{ck})^{1/3} - 0,15\sigma'_{cd} ] b_0 d \quad [f.25]$$

A la hora de aplicar esta formulación tanto en vigas como en losas, se sugiere incluir la reducción de la contribución de la armadura traccionada en la resistencia del cortante debido a la reducción de la adherencia. Para ello se sustituirá  $\rho_1$  por  $\rho_1(f_b/f_{bo})$  [ $f_{bo}$  es la adherencia con armaduras sanas ( $P_x = 0$ ) y  $f_b$  es la adherencia residual debida a la corrosión según el apartado F.2.3].

Se sugiere emplear valores de  $\theta$  en torno a  $45^\circ$ . No se recomienda emplear valores inferiores ya que las tensiones de adherencia en la armadura traccionada pueden no ser resistidas por la pérdida de adherencia provocada por la corrosión.

La geometría de la sección a considerar sea cual sea el método de cálculo empleado será la de la sección sin deteriorar pero incluyendo los siguientes aspectos:

### **Armadura**

Se considerará la reducción de la sección de las armaduras obtenida a partir de la penetración de ataque tal y como se indica en el apartado F.2.1. del presente anexo. Es necesario recordar que debe considerarse un valor conservador de la sección deteriorada de los cercos, ya que:

- Los cercos son de menor diámetro (6-12 mm) y en consecuencia, son muy sensibles a la corrosión.
- La armadura transversal tiene una gran influencia en el cálculo del cortante residual, y consecuentemente, en la potencial rotura frágil del elemento.

Debe considerarse la reducción de la contribución de la armadura de tracción a la resistencia a cortante debido a la reducción de adherencia. Por tanto, la cuantía  $\rho_1$  deberá sustituirse por  $\rho_1(f_b/f_{bo})$

### **Hormigón**

#### Predicción/evaluación del estado futuro

##### *Vigas*

Se tomará el canto útil reducido  $d-r_2$  en vez de  $d$ , si

$$- A_\alpha < 0.0018 b$$

$$s > 0.6 d \text{ y } (P_{x2} \text{ o } P_{xw}) > 0.2 \text{ mm}$$

se sugiere un valor conservador del cortante último debido a la influencia de la armadura transversal corroída situada a distancias próximas al canto útil  $d$ .

o

$$\rho_2 > 0.5\% \text{ y } (P_{x2} \text{ o } P_{xw}) > 0.2 \text{ mm}$$

(riesgo de desprendimiento provocado por a corrosión de la armadura comprimida y de la armadura transversal)

$$- A_\alpha > 0.0018 b$$

$\rho_2 < 0.5\%$  y  $P_{xw} > 0.2$  mm  
(riesgo de desprendimiento provocado tanto por las tensiones tangenciales como por la corrosión de la armadura transversal)

$\rho_2 > 0.5\%$  y  $(P_{x2} \text{ o } P_{xw}) > 0.1$  mm  
(riesgo de desprendimiento provocado tanto por las tensiones tangenciales como por la corrosión de la armadura y de la armadura transversal).

Se tomará un ancho reducido  $b-2r_w$ , si

$$A_{\alpha} > 0.0018 b$$

$s > 0.6 d$  y  $(P_{x2} \text{ o } P_{xw}) > 0.4$  mm  
(riesgo de desprendimiento provocado tanto por las tensiones tangenciales como por la corrosión de la armadura comprimida y de la armadura transversal)

$s < 0.6 d$  y  $(P_{x2} \text{ o } P_{xw}) > 0.3$  mm  
(riesgo de desprendimiento provocado tanto por las tensiones tangenciales como por la corrosión de la armadura comprimida y de la armadura transversal).

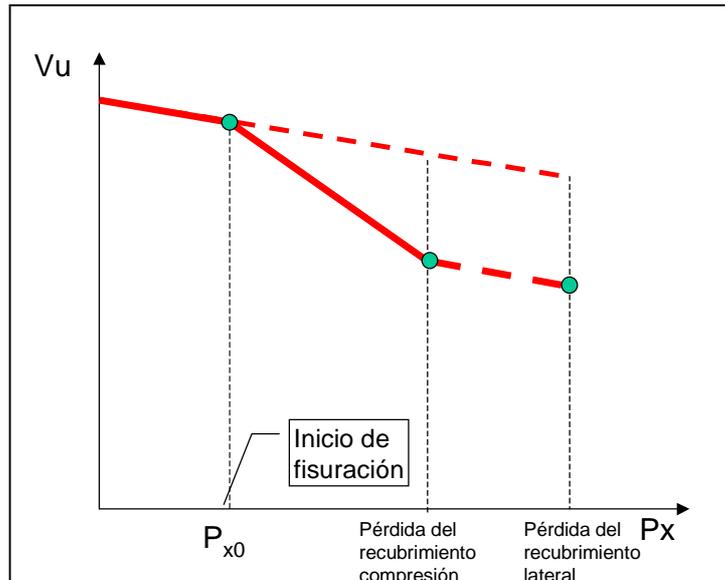
Cuando se lleva a cabo la prognosis, debe tenerse en cuenta la evolución de la fisuración del recubrimiento y su desprendimiento. El inicio de la pérdida de recubrimiento puede considerarse cuando la penetración de ataque en las barras comprimidas  $P_{x2}$  alcanza el valor necesario para el inicio de la fisuración  $P_{x0}$ , tal y como se ha explicado en el punto F.2.2:

$$P_{x0} = (83.8 + 7.4 c/\phi - 22.6 f_{c,sp}) \cdot 10^{-3} \quad [P_{x0} \geq 0] \quad [f.4]$$

Una vez que se ha alcanzado este valor, no se conoce con exactitud la evolución de la capacidad portante hasta que se produce el desprendimiento del recubrimiento. Puede asumirse una interpolación lineal entre estos dos instantes, de forma que puedan cubrirse todos los casos intermedios<sup>2</sup>.

---

<sup>2</sup> No se han realizado ensayos de laboratorio referentes a la evolución de la capacidad portante



**Figura F26.** Evolución del cortante último

Losas macizas

Como se ha indicado con anterioridad, la evaluación de  $V_{u2}$  se realizará de acuerdo a la siguiente expresión:

$$V_{u2} = [ 0,12\xi(100\rho_1f_{ck})^{1/3} - 0,15\sigma'_{cd} ] b_0 d \quad [f.25]$$

Para la evaluación de este tipo de elementos, el canto útil deberá reducirse a  $d-r_2$  si

$$\rho_2 < 0.5 \% \text{ y } P_{x2} > 0.4 \text{ mm}$$

$$\rho_2 > 0.5 \% \text{ y } P_{x2} > 0.2 \text{ mm}$$

Las losas se evaluarán como vigas o como losas macizas dependiendo de criterios ingenieriles.

#### Evaluación del estado actual

La reducción del canto útil y del ancho de la sección pueden considerarse siguiendo los mismos criterios que para la predicción del estado futuro. Sin embargo, deben considerarse también los resultados de la inspección de la estructura (desprendimiento del recubrimiento, fisuración, etc.)

#### **F.3.4. Punzonamiento**

El punzonamiento debe considerarse en losas apoyadas en soportes aislados o sometidas a cargas concentradas aplicando la formulación de la EHE (Art. 46) teniendo en cuenta los siguientes aspectos:

### Losa/soporte sin armadura a cortante

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd} \quad [f.26]$$

$$\tau_{sd} = F_{sd,ef} / (u_1 d) \quad [f.27]$$

$$\tau_{rd} = 0.12 [1 + (200/d)^{0.5}] [100 \rho_1 f_{ck}]^{1/3} \quad \text{con } \rho_1 = (\rho_{lx} \rho_{ly})^{1/2} \quad [f.28]$$

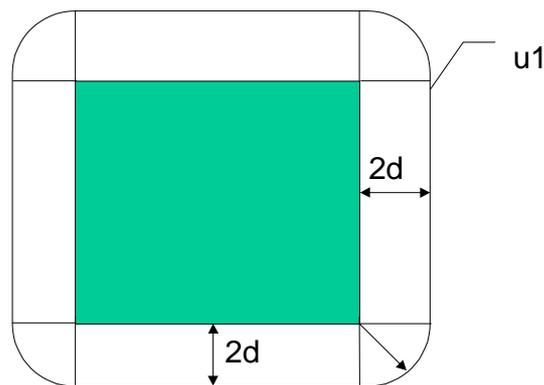
- ✓ La cuantía de armadura  $\rho_{lx}, \rho_{ly}$  debe reducirse dependiendo del nivel de adherencia residual, tal y como se indicó en el caso de vigas. Se sugiere utilizar  $\rho_1(f_b/f_{bo})$  en vez de  $\rho_1$  en la formulación [ $f_{bo}$ , adherencia en armadura sana ( $P_x=0$ );  $f_b$ , adherencia residual debida a la corrosión con una penetración de ataque  $P_x$ ].
- ✓ Debe tomarse como canto útil  $d-r_2$  si
  - $\rho_2 < 0.5$  y  $P_{x2} > 0.4$  mm
  - $\rho_2 > 0.5$  y  $P_{x2} > 0.2$  mm

### Losa/soporte con armadura a cortante

A la hora de evaluar losas o soportes con armadura de cortante, deben tenerse en cuenta las consideraciones hechas para vigas. De acuerdo a lo especificado en la EHE, deben comprobarse dos zonas:

- Zona con armadura de punzonamiento: se evaluará teniendo en cuenta lo indicado en F.3.3. para el valor  $V_{u2}$  con  $b_0 = u_1$  y  $A_\alpha = A_{sw} / s$
- Zona exterior a la armadura de punzonamiento

$$F_{sd,ef} \leq 0,12\xi(100\rho_1f_{ck})^{1/3} u_{n,ef} d \quad [f.29]$$



**Figura F27.** Perímetro crítico

### F.3.5. Axil último / momento

Puede realizarse una estimación del axil último en un soporte a partir de la EHE (art. 42 y 43) pero incluyendo algunas consideraciones para estructuras corroídas que dependen de los siguientes parámetros:

- Penetración de ataque en las barras longitudinales  $P_{x1}$
- Penetración de ataque en los cercos  $P_{xw}$
- Cuantía de armadura longitudinal  $\rho$
- Diámetro de la armadura longitudinal  $\phi$
- Diámetro y separación de cercos  $\phi_w, s$

Los datos necesarios para calcular el axil último serán los propios de un soporte de hormigón armado con las siguientes excepciones:

#### Excentricidad adicional $e_{corr}$

A las excentricidades consideradas en la EHE debe añadirse una excentricidad mecánica adicional debida al diferente deterioro en cada una de las caras del soporte provocado por la corrosión de las armaduras principales y los cercos. De acuerdo a los trabajos experimentales realizados, se debe añadir un valor conservador  $e_{corr} = r$  en ambas direcciones, siendo  $r$  el recubrimiento mecánico de las armaduras verticales.

#### Armadura

- **Reducción de la sección.** Se obtendrá a partir de la penetración de ataque  $P_x$ . Es necesario señalar que debe tomarse un valor conservador del área residual de los cercos, especialmente en el caso de picaduras, ya que tiene una gran influencia en el pandeo de las armaduras principales.
- **Reducción de resistencia en las barras principales debido al pandeo prematuro de las mismas.** Las tensiones teóricas correspondientes a la carga crítica puede calcularse mediante la teoría de Euler, tomando '0.75 s' como la longitud de pandeo de las barras principales a la hora de calcular su esbeltez, siendo  $s$  la separación de los cercos (Asumir '0.5 s' puede ser no seguro porque el deterioro de los cercos puede favorecer cierto giro de las barras en los mismos).

La resistencia de cálculo del acero  $f_{yd}$  es menor que la tensión crítica de Euler cuando se considera la máxima separación  $s$  entre cercos permitida por los Códigos, y que varía entre 10 y 15 veces el diámetro de la barra principal. Sin embargo, esta separación se incrementa en soportes deteriorados cuando fallan cercos por corrosión localizada.

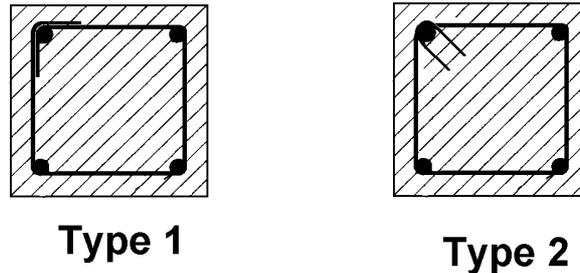
La estimación de un valor conservador de la resistencia de las barras principales afectadas por pandeo prematuro puede realizarse a partir de la siguiente expresión:

$$\sigma_s > k f_y = < f_{yd}$$

[f.30]

donde:  $f_y$  es el límite elástico.  
 $k$  es 1.0 para soportes no corroídos; 0.5 para soportes corroídos en los que falla un cerco; 0.2 cuando fallan dos cercos consecutivos; y 0 para soportes corroídos en los que fallan más de dos cercos consecutivos.  
 $f_{yd}$  es el límite elástico de cálculo

Es necesario indicar que el pandeo no viene inducido sólo por el fallo de los cercos, sino también por la pérdida del recubrimiento, principalmente cuando se emplean cercos del tipo 1, tal y como se indica en la figura f.28



**Figura F28. Detalle de cercos**

## Hormigón

### *Predicción/evaluación del estado futuro*

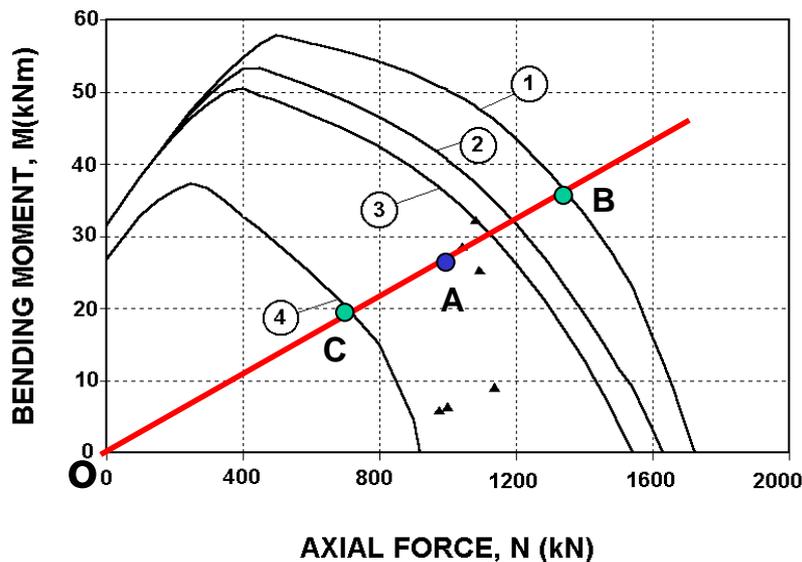
Las dimensiones reducidas 'a-2r', 'b-2r' deben considerarse en vez de a y b si:

- $\rho \leq 0.01$  y  $\phi \leq 16$  mm y  $P_x \geq 0.2$  mm
- o
- $\rho \leq 0.01$  y  $\phi \leq 20$  mm y  $P_x \geq 0.1$  mm
- o
- $\rho \geq 0.02$  y  $P_x \geq 0.1$  mm

En algunos casos la delaminación puede producirse principalmente en una de las caras del soporte, dependiendo del detalle de armado, la exposición al agresivo, etc. Entonces, debe considerarse una sección de hormigón reducida sin el recubrimiento de dicha cara.

Como se muestra en la figura F29, una vez que se ha obtenido la línea de excentricidad a partir de la relación  $Md/Nd$  y se han tenido en cuenta las consideraciones antes mencionadas sobre soportes corroídos (excentricidad adicional debida al diferente deterioro de cada cara), pueden determinarse los puntos B y C de la figura F29 como intersección de la línea de excentricidad con las curvas Nu-Mu correspondientes a: a) sección no deteriorada y b) sección con máximo deterioro.

Como el par de valores  $Nd, Md$  son conocidos, el punto A también puede determinarse. Los coeficientes de seguridad pueden obtenerse comparando los pares de valores (OB,OA) y (OC,OA) respectivamente.



**Figura F29.** Vida residual para secciones sometidas a  $(N,M)$

Esta comparación puede realizarse mediante los axiles o los momentos correspondientes a los puntos A, B y C dependiendo de la localización de la sección evaluada. Por ejemplo, la comparación entre axiles debería realizarse cuando los soportes están situados en plantas bajas o intermedias de edificios, mientras que para soportes de última planta, la comparación debería realizarse a través de los valores de los momentos.

Los puntos intermedios de la línea de excentricidad pueden determinarse mediante extrapolación lineal.

#### *Estado actual*

El uso de dimensiones reducidas ' $a-2r'$ ' y ' $b-2r'$ ' puede considerarse de acuerdo a los criterios antes mencionados. Sin embargo, deben tenerse en cuenta los resultados obtenidos durante la inspección de la estructura (pérdida de recubrimiento, fisuración...)

#### **F4 Evaluación de los estados límite de servicio**

El estudio de la estructura en los ELS debe llevarse a cabo mediante observación de la misma par la evaluación de su estado actual, y mediante lo propuesto en este apartado F.4. para la predicción de su evolución futura. El criterio del propietario de la estructura debe tenerse en cuenta en su evaluación de los ELS.

El deterioro de los materiales y la pérdida del efecto compuesto debido al deterioro de la adherencia son las dos causas principales del diferente comportamiento en servicio de las estructuras afectadas por corrosión. Aunque la pérdida del efecto compuesto no se consideró en la evaluación de los Estados Límite últimos por ser de menor importancia relativa frente a otros aspectos como las picaduras en los cercos o el

deterioro de la sección de hormigón, sí debe tenerse en cuenta a la hora de predecir el comportamiento frente a los Estados Límite de servicio.

Una primera aproximación a la flecha en el vano de una viga y a la fisuración producida por las cargas puede obtenerse mediante la EHE considerando la sección reducida de acero y la reducción de adherencia tanto para barras lisas como corrugadas. En vigas fuertemente corroídas, debe considerarse también la pérdida del recubrimiento de la cara comprimida.

#### **F.4.1. Deformaciones**

Las deformaciones pueden obtenerse mediante el artículo 50 de la EHE. Sin embargo, la disminución de la adherencia en la armadura longitudinal traccionada afecta a la evaluación de la flecha y la fórmula de Branson (art. 50.2.2.2. de la EHE) no plantea la adherencia de forma explícita. Por ello se sugiere:

- Adoptar como inercia equivalente la inercia de la sección fisurada ( $I_e = I_f$ )
- En elementos con valores altos de corrosión, verificar el estado actual de la estructura y predecir la evolución futura adoptando valores conservadores de la flecha debido a la pérdida de la adherencia.

Por otra parte, se deberán contemplar una serie de modificaciones que dependerán de los siguientes parámetros:

- Penetración de ataque en barras traccionadas  $P_{x1}$  en centro de vano
- Penetración de ataque en barras comprimidas  $P_{x2}$
- Cuantía de armadura comprimida  $\rho_2$

Los datos necesarios para calcular las deformaciones serán los correspondientes a una viga de hormigón armado con las siguientes excepciones:

- Armaduras: debe tenerse en cuenta la sección residual de las armaduras en el centro de vano, sin considerar el efecto de las picaduras. Se obtienen a partir de los valores de  $P_{x1}$  y  $P_{x2}$ .
- Considerar el canto útil  $d-r_2$  en vez de  $d$ , si:
  - $\rho_2 < 0.5\%$  y  $P_{x2} > 0.40$  mm
  - $\rho_2 > 0.5\%$  y  $P_{x2} > 0.20$  mm

La evaluación de los casos intermedios entre  $P_{x0}$  y  $P_{x2}$  se realizará mediante interpolación lineal.

#### **F.4.2. Fisuración**

La fisuración en estructuras corroídas se produce por la formación de óxidos que generan tensiones de tracción en el recubrimiento. Por tanto, se producen fisuras paralelas a las barras corroídas cuyo ancho puede estimarse a partir de las ecuaciones expuestas en el apartado F.2.2. del presente anexo. Es necesario señalar que dichas expresiones se obtuvieron a partir de ensayos en condiciones de humedad

constante durante el proceso de corrosión. Por tanto, si el elemento evaluado se encuentra sometidos a condiciones variables de humedad, es posible que se produzcan anchos de fisura mayores que los obtenidos mediante la formulación.

$$w = 0.05 + \beta [P_x - P_{x_0}] [w \leq 1.0 \text{ mm}] \quad [\text{f.3}]$$

donde  $w$  es el ancho de fisura estimado en mm,  $P_x$  es la penetración de ataque (disminución del radio de la barra) en micras,  $P_{x_0}$  es la penetración de ataque correspondiente al inicio de la fisuración y  $\beta$  es un coeficiente que depende de la posición de la barra [ $\beta=0.01$  para superiores y  $0.0125$  para inferiores]. La penetración de ataque  $P_{x_0}$  necesaria para el inicio de la fisuración puede estimarse a partir de la siguiente expresión:

$$P_{x_0} = (83.8 + 7.4 c/\phi - 22.6 f_{c,sp}) \cdot 10^{-3} [P_{x_0} \geq 0] \quad [\text{f.4}]$$

donde  $P_{x_0}$  es a penetración de ataque en mm,  $c/\phi$  es la relación recubrimiento/diámetro y  $f_{c,sp}$  es la resistencia a tracción del hormigón en MPa, que puede obtenerse a partir de la siguientes expresiones :

$$f_{ct} = 0.3 f_{ck}^{2/3} \quad f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2 \quad [\text{f.5}]$$

$$f_{ct,sp} = f_{ct}/0.9 = 0.333 f_{ck}^{2/3} \quad [\text{f.6}]$$

La fisuración perpendicular a las barras traccionadas es inevitable tanto para estructuras sanas como corroídas que estén sometidas a momento, cortante, torsión o tensiones resultantes de cargas directas o deformaciones impuestas, y el ancho de fisura puede obtenerse de acuerdo al apartado 49 de la EHE, pero considerando algunas modificaciones que dependen de los siguientes parámetros:

- Penetración de ataque en barras traccionadas  $P_{x1}$
- Penetración de ataque en barras comprimidas  $P_{x2}$
- $f_{b0}$ , adherencia para armaduras sanas ( $P_x=0$ )
- $f_b$ , adherencia residual debida a la corrosión con una penetración de ataque  $P_x$

Los datos necesario para el cálculo del ancho de fisura serán los correspondientes al elemento de hormigón armado con las siguientes excepciones:

- Armaduras: debe tenerse en cuenta la sección residual de las armaduras en la zona estudiada, sin considerar el efecto de las picaduras. Se obtienen a partir de los valores de  $P_{x1}$  y  $P_{x2}$ .
- $k$  : coeficiente para considerar las propiedades adherentes de la armadura como la relación entre la adherencia residual y la adherencia para armaduras sanas ( $k = f_b/f_{b0}$ ) [ $f_{b0}$ , adherencia en vigas sanas ( $P_x=0$ );  $f_b$ , adherencia residual para una penetración de ataque  $P_x$ ]. La corrosión afecta a la adherencia y por tanto, el coeficiente  $k$  debe incluirse en la actual expresión de la EHE tal y como se muestra a continuación:

$$w_k = \beta s_m \varepsilon_{sm} \quad [\text{f.31}]$$

$$s_m = 2c + 0,2s + 0,4k_1 \frac{\phi A_{c,eficaz}}{A_s \frac{f_b}{f_{b0}}} \quad [\text{f.32}]$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[ 1 - k_2 \frac{f_b}{f_{b0}} \left( \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \quad [f.33]$$

## REFERENCIAS

- f.1. González J.A., Andrade C., Alonso C. and Feliú S.: *Comparison of rates of general corrosion and maximum pitting penetration on concrete embedded steel reinforcement*. Cement and Concrete Research, Vol.25, No.2, pp.257-264, 1995.
- f.2. Andrade C., Alonso C., García D. and Rodríguez J.: *Remaining lifetime of reinforced concrete structures: Effect of corrosion on the mechanical properties of the steel*. Int. Conf. on Life Prediction of Corrodible Structures, NACE, Cambridge, UK, pp. 12/1-12/11, 1991.
- f.3. European Committee for Standardization: *Eurocode 2: Design of concrete structures- Part 1: General rules and rules for buildings*. CEN, Brussels, ENV 1992-1-1, 1991.
- f.4. Uomoto T. And Misra S. : *Deterioration of concrete beams and columns caused by corrosion of reinforcement steel bars*. Fourth International Conference on Durability of Building Materials & Components, Singapore, 1987
- f.5. Morinaga, S. *Remaining life of reinforced concrete structures after corrosion cracking*. Proceedings of International Conference on Durability of Building Materials and components, pp 127-136, Stockholm 1996
- f.6. García, M.D. *Aportaciones al comportamiento resistente de estructuras de hormigón armado afectadas por la corrosión de sus armaduras*. Tesis deoctoral. ETS Arquitectura, UPM, sept. 1995
- f.7. Andrade C., Alonso C., Rodríguez J., Casal J. and García A.M.: *Relation between corrosion and cracking*. Internal report of Brite/Euram project BE-4062. DG XII, C.E.C., March 1993.
- f.8. Andrade C., Alonso C., Rodríguez J., Casal J. and Díez J.M.: *Relation between corrosion and concrete cracking*. Internal report of Brite/Euram project BE-4062. DG XII, C.E.C., August 1995.
- f.9. Andrade C., Alonso C., and Molina F.J.: *Cover cracking as a function of bar corrosion: Part I-Experimental test*. Materials and Structures, Vol.26, pp. 453-464, 1993.
- f.10. Alonso C., Andrade C., Rodríguez J. and García M.: *Cover cracking and amount of rebar corrosion: Importance of the current applied in accelerated tests*. Int. Conference on Concrete in the Service Mankind, Concrete Repair, Rehabilitation

and Protection, Dundee, 1996, pp.261-274. Edited by R.K.Dhir and M.Roderick Jones, E&FN Spon Dundee, UK.

- f.11. Rodríguez J, Ortega L.M. and Casal J.: *Relation between corrosion and bond deterioration*. Internal report of Brite/Euram project BE-4062. DG XII, C.E.C, September 1993.
- f.12. Rodríguez J, Ortega L.M., Casal J. and Díez J.M.: *Relation between corrosion and bond strength*. Internal report of Brite/Euram project BE-4062. DG XII, C.E.C., April 1995.
- f.13. Rodríguez J., Ortega L.M. and Casal J.: *Corrosion of reinforcing bars and service life of reinforced concrete structures: Corrosion and bond deterioration*. Int. Conference on Concrete across borders, Odense, Denmark, Vol.II, pp.315-326, 1994.
- f.14. Rodríguez J., Ortega L.M., Casal J. and Díez J.M.: *Assessing structural conditions of concrete structures with corroded reinforcement*. 4 th Int.Conference on Concrete in the Service Mankind, Concrete Repair, Rehabilitation and Protection, Dundee, 1996, pp.65-78. Edited by R.K.Dhir and M.Roderick Jones, E&FN Spon Chapman&Hall, UK
- f.15. Cairns J., Watson D.: *Structural aspects of concrete repairs: behaviour of beams with exposed aggregates*. 4th International Conference on Deterioration & Repairs of Reinforced Concrete in the Arabian Gulf, Oct.1993.
- f.16. Rodríguez J., Ortega L.M and Casal J.: *Relation between corrosion and load bearing capacity of concrete beams*. Internal report of Brite/Euram project BE-4062. DG XII, C.E.C., May 1995.
- f.17. Rodríguez J., Ortega L.M and Casal J.: *Relation between corrosion and load bearing capacity of concrete columns*. Internal report of Brite/Euram project BE-4062. DG XII, C.E.C., June 1995.
- f.18. Rodríguez J., Ortega L.M. and Casal J.: *Load carrying capacity of concrete structures with corroded reinforcement*. Int.Conf. on Structural Faults & Repairs, London, UK (Ed.M.C.Forde), Vol.2, pp.189-198, 1995.
- f.19. Rodríguez J., Ortega L.M., Casal J. and Fernández C.: *La incidencia de la corrosión de las armaduras en el comportamiento de elementos de hormigón a flexión*. 1r.Congrés. El cas dels sostres. Experiències i perspectives. Paper No.30. Barcelona, Spain, 1995.
- f.20. Rodríguez J., Ortega L.M. and Casal J.: *Load bearing capacity of concrete columns with corroded reinforcement*. 4th Int. Symp. on the Corrosion of Reinforcement in Concrete Structures, Cambridge, UK, 1996, pp.220-230. Edited by C.L.Page, P.F.Bamforth and J.W.Figg. SCI. The Royal Society Chemistry. UK.
- f.21. Rodríguez J., Ortega L.M., Casal J. and Díez J.M.: *Assessing structural conditions of concrete structures with corroded reinforcement*. 4th Int. Congress on Concrete in the Service Mankind. Concrete Repair, Rehabilitation and

Protection, Dundee, UK, 1996, pp65-78. Edited by R.K.Dhir and M.Roderick Jones, E&FN Spon, Chapman & Hall, UK.

- f.22. Rodríguez J., Ortega L.M., Casal J. and Díez J.M.: *Corrosion of reinforcement and service life of concrete structures*. 7th International Conference on the Durability of Building Materials and Components, Stockholm, Sweden, 1996, Vol.1, pp.117-126. Edited by C.Sjöström, E&FN Spon, Chapman & Hall, UK.